

DIREZIONE RIQUALIFICAZIONE URBANA

DETERMINAZIONE DIRIGENZIALE N. 2022-204.0.0.-24

L'anno 2022 il giorno 22 del mese di Marzo la sottoscritta Marasso Ines in qualità di dirigente di Direzione Riqualificazione Urbana, ha adottato la Determinazione Dirigenziale di seguito riportata.

OGGETTO: "PATTO PER LA CITTÀ DI GENOVA FINANZIATO CON RISORSE F.S.C. PROGRAMMAZIONE 2014-2020 – E PIANO STRATEGICO "GRANDI PROGETTI BENI CULTURALI" (MIBACT) - OPERE DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO IN PREVISIONE DELLA REALIZZAZIONE DEL "MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA" (MEI). LOTTO 1.

APPROVAZIONE MAGGIORI LAVORI IN VARIANTE AI SENSI DELL'ARTICOLO 149, COMMA 2 DEL D.LGS. N. 50/2016 E COMPENSAZIONE PREZZI MATERIALI DA COSTRUZIONE AI SENSI DELLA LEGGE N. 106/2021.

CIG 8327987846
CUP B34B17000320001 - MOGE 20110 – "Patto per la Città di Genova"
CUP B33G18000000001 - MOGE 20111 - Piano Strategico "Grandi Progetti Beni Culturali"

Adottata il 22/03/2022 Esecutiva dal 24/03/2022

22/03/2022	MARASSO INES



DIREZIONE RIQUALIFICAZIONE URBANA

DETERMINAZIONE DIRIGENZIALE N. 2022-204.0.0.-24

"PATTO PER LA CITTÀ DI GENOVA FINANZIATO CON RISORSE F.S.C. PROGRAMMAZIONE 2014-2020 – E PIANO STRATEGICO "GRANDI PROGETTI BENI CULTURALI" (MIBACT) - OPERE DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO IN PREVISIONE DELLA REALIZZAZIONE DEL "MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA" (MEI). LOTTO 1.

APPROVAZIONE MAGGIORI LAVORI IN VARIANTE AI SENSI DELL'ARTICOLO 149, COMMA 2 DEL D.LGS. N. 50/2016 E COMPENSAZIONE PREZZI MATERIALI DA COSTRUZIONE AI SENSI DELLA LEGGE N. 106/2021.

CIG 8327987846 CUP B34B17000320001 - MOGE 20110 – "Patto per la Città di Genova" CUP B33G18000000001 - MOGE 20111 - Piano Strategico "Grandi Progetti Beni Culturali"

IL DIRETTORE

Premesso:

- che il Decreto legislativo 31 maggio 2011, n. 88, e in particolare l'art. 4, dispone che il Fondo per le aree sottoutilizzate (FAS) di cui all'art. 61 della legge 27 dicembre 2002, n. 289 (legge finanziaria 2003) e successive modificazioni, sia denominato Fondo per lo Sviluppo e la Coesione (FSC) e finalizzato a dare unità programmatica e finanziaria all'insieme degli interventi aggiuntivi a finanziamento nazionale rivolti al riequilibrio economico e sociale tra le diverse aree del Paese;
- che la Legge 27 dicembre 2013, n. 147 (legge di stabilità 2014) e sue successive modifiche ed integrazioni, ed in particolare il comma 6 dell'art. 1, individua le risorse del FSC per il periodo di programmazione 2014-2020, destinandole a sostenere esclusivamente interventi per lo sviluppo, anche di natura ambientale:
- che la Delibera CIPE n. 25 del 10 agosto 2016 definisce le aree tematiche e le relative dotazioni finanziarie in base alle quali devono articolarsi i Patti per lo sviluppo, nonché le regole di funzionamento del FSC;

- che con Deliberazione n. 67 del 7 aprile 2017 la Giunta Comunale ha preso atto della stipula, in data 26 novembre 2016, del "Patto per la Città di Genova Interventi per lo sviluppo economico, la coesione sociale e territoriale della Città di Genova", sottoscritto dal Presidente del Consiglio dei Ministri e dal Sindaco della Città di Genova;
- che, con Deliberazione n. 178 del 25 giugno 2019, la Giunta Comunale ha preso atto della stipula, in data 08 aprile 2019, dell'atto modificativo del "Patto per la Città di Genova" sottoscritto dal Ministro per il Sud e dal Sindaco di Genova;
- che il suddetto Patto, sulla base dell'articolo 2, comma 203, della Legge 23 dicembre 1996, n. 662 è da intendersi come accordo tra Amministrazione Centrale e Città attraverso cui le Parti si impegnano a collaborare sulla base di una ricognizione programmatica delle risorse finanziarie disponibili, dei soggetti interessati e delle procedure amministrative occorrenti, per la realizzazione degli obiettivi d'interesse comune o funzionalmente collegati;
- che la Delibera CIPE n. 56 del 1° dicembre 2016 assegna le risorse del FSC per la realizzazione di ciascun Patto e, nello specifico, per la realizzazione del Patto per la Città Metropolitana di Genova viene assegnata una dotazione finanziaria di Euro 110.000.000;
- che, con Delibera CIPE n. 26/2018, sono stati prorogati il termine di assunzione delle obbligazioni giuridicamente vincolanti dal 31 Dicembre 2019 al 31 Dicembre 2021 ed il termine finanziario dal 31 Dicembre 2023 al 31 Dicembre 2025;
- che, con Deliberazione n. 247 del 10 novembre 2020, la Giunta Comunale ha deliberato di proporre, al Dipartimento per le Politiche di Coesione della Presidenza del Consiglio dei Ministri, la riprogrammazione di fondi residuali destinati a favore di nuovi interventi da realizzarsi nell'ambito dell'intervento Waterfront di Levante, con conseguente sottoscrizione dell'atto modificativo del "Patto per la Città di Genova" in data 24/03/2021 dal Sindaco di Genova e in data 02/04/2021 dal Ministro per il Sud e la Coesione Territoriale.

Premesso inoltre:

- che, con Delibera della Giunta Comunale 2018/93 del 31/05/2018, è stato approvato il progetto di fattibilità tecnica ed economica "Commenda San Giovanni di Pré Opere di adeguamento funzionale, restauro e risanamento conservativo in previsione della realizzazione del Museo Nazionale dell'Emigrazione Italiana" (MEI);
- che, con Delibera della Giunta Comunale 2019/362 del 05/12/2019, è stato approvato il progetto definitivo dell'intervento in oggetto;
- che, con Determinazione Dirigenziale n. 2020-270.0.0.-93 del 1° luglio 2020, è stato approvato il progetto esecutivo delle opere di adeguamento funzionale, restauro e risanamento conservativo in previsione della realizzazione del "Museo dell'Emigrazione Italiana (MEI)", prendendo atto dell'avvenuta validazione ai sensi dell'art. 26 del D.lgs. n. 50/2016, e sono state individuate le relative modalità di gara, approvando il disciplinare di gara;
- che, con lo stesso provvedimento sopra richiamato, sono stati individuati 2 lotti con i rispettivi numeri CIG di seguito riportati:

Lotto 1 "Restauro" - CIG 8327987846;

Lotto 2 "Allestimento" - CIG 8365216A9D (come da rettifica intervenuta con Determinazione Dirigenziale n. 2020-270.0.0.-98);

- che è stato contestualmente approvato il quadro economico complessivo dell'intervento per un importo di spesa di Euro 5.000.000,00 di cui Euro 3.407.622,97 per il quadro economico del Lotto I ed Euro 1.592.377,03 per il quadro economico del Lotto II;
- che, con determinazione dirigenziale n. 2020-204.0.0.-114 del 13.11.2020, l'appalto dei lavori relativo al primo lotto è stato aggiudicato all'impresa OPERAZIONE SRL, con sede in Napoli, Via G. Orsini, 46, che ha offerto il ribasso d'asta del 25,50% sull'importo a base di gara di Euro 2.862.537,85, cosicché lo stesso è venuto a ridursi a Euro 2.161.026,25, comprensivo di Euro 111.511,98 per oneri della sicurezza non soggetti a ribasso;
- che in data 26.01.2021, con repertorio n. 68638, è stato stipulato il contratto di appalto relativo ai lavori del primo lotto, per opere da contabilizzare interamente a corpo;
- che i lavori sono stati consegnati con verbale del 26.01.2021 e sono tuttora in corso d'opera.

Considerato:

- che durante il corso dei lavori è emersa la necessità di provvedere ad adeguamenti del progetto esecutivo in materia di eliminazione delle barriere architettoniche, a seguito di richieste pervenute dalla Consulta per la tutela delle persone disabili, nonché relativamente a lavorazioni con complessità realizzative non previste né prevedibili, considerata la particolare natura del bene oggetto di intervento;
- che, in particolare, gli interventi di cui sopra riguardano le seguenti opere:
 - installazione di due elevatori atti al trasporto delle persone disabili all'interno della Sala A11 dei Cubi, con conseguente adeguamento dell'allestimento della sala stessa;
 - consolidamento di due murature interne alla Sala A11, al secondo piano, mediante rinforzo strutturale delle stesse, con modalità differenti da quanto previsto a progetto;
- che, con determinazioni dirigenziali n. 2021-204.0.0.-82 del 20.08.2021 e n. 2021-204.0.0.-88 del 27.08.2021, è stato affidato all'Arch. Francesco Buonfantino, già progettista dell'intervento in corso, l'incarico per l'aggiornamento progettuale relativo al recepimento delle richieste della Consulta e alla conseguente modifica dell'allestimento della Sala dei Cubi;
- che, con determinazione dirigenziale n. 2021-204.0.0.-107 del 03.11.2021, è stato affidato all'Ing. Chiara Luchini l'incarico relativo alla progettazione del consolidamento delle pareti snelle della Sala A11;
- che, a seguito di maggiori verifiche puntuali riscontrabili soltanto durante il corso dei lavori e degli scavi, è emersa la necessità di provvedere altresì ad apportare alcune modifiche alla rampa esterna ed al "Totem della Conoscenza", nonché all'adeguamento della cabina elettrica della media tensione;

- che la documentazione presentata dall'Arch. Buonfantino si compone dei seguenti elaborati:

N°	TAVOLA	OGGETTO
1	PE-G-REL-VAR	Relazione illustrativa variante
2	PE-STRU-VAR	Relazione e calcolo opere strutturali
3	PE-ALL-A11a	Allestimento dettagli-Installazione Area 11
4	PE-ALL-A11b	Allestimento dettagli-Installazione Area 11
5	PE-ALL-A11c	Allestimento dettagli-Installazione Area 11
6	PE-ALL-A11d	Dettagli costruttivi – Installazione Area 11
7	PE-STR-06	Rinforzo solaio in ferro al 2° piano
8	PE-STR-16	Struttura appoggio labirinto
9	PE-STR-R01	Relazione tecnica e di calcolo strutturale
10	PE-ARC01b	Sistemazione piazza della Commenda – variante Totem e rampa di accesso piazza

- che la documentazione presentata dall'Ing. Luchini è composta dai seguenti elaborati:

N°	TAVOLA	OGGETTO			
1	R.01 Relazione tecnica illustrativa e di calcolo strutturale				
2	T.01	Consolidamento delle pareti snelle al secondo piano			

- che l'Ufficio di Direzione Lavori ha provveduto a redigere il computo metrico estimativo delle lavorazioni sopra descritte che tiene conto anche di modesti adeguamenti ed integrazioni agli impianti, non previsti né prevedibili, resisi necessari in corso d'opera in funzione delle caratteristiche dei beni oggetto di intervento;
- che in fase di computazione sono altresì state stralciate alcune opere non più da eseguire a seguito della revisione progettuale sopra citata, mentre è stata prevista una quota per lavori in economia, in modo da poter liquidare quei piccoli interventi non meglio quantificabili preventivamente ed è stato integrato l'importo relativo agli oneri per la sicurezza;
- che pertanto, alla luce di quanto sopra esposto, l'importo delle modifiche descritte ammonta, al netto del ribasso di gara, ad Euro 301.097,81, di cui Euro 45.166,36 per opere a corpo soggette ad I.V.A. 10%, Euro 60.958,27 per opere a corpo relative all'abbattimento delle barriere architettoniche soggette ad I.V.A. 4%, Euro 925,65 per integrazione oneri della sicurezza ed Euro 170.000,00 per opere in economia, oltre ad Euro 21.609,20 per I.V.A. al 10% ed Euro 2.438,33 per I.V.A. al 4%.

Considerato inoltre:

- che con nota pervenuta in data 09.12.2021, prot. n. 11.12.2021-0446181.E, la ditta appaltatrice ha chiesto il riconoscimento degli oneri derivanti dalla compensazione dei prezzi dei materiali da costruzione di cui alla Legge n. 106/2021;
- che il citato contratto stipulato in data 26.01.2021, Repertorio n. 68638, è in corso d'opera;

- che le lavorazioni per cui sono state chieste le compensazioni sono state eseguite e contabilizzate dal 01.01.2021 al 30.06.2021;
- che l'Ufficio D.L. ha quantificato tali oneri, sulla base delle modalità operative riportate dal Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili con riferimento alla data di presentazione dell'offerta da parte della ditta appaltatrice e quindi ai valori dell'anno 2020 di cui alla tabella dell'Allegato 1 del D.M. 11.11.2021, pubblicato sulla GURI n. 279 Serie Generale del 23.11.2021, ammontanti a complessivi Euro 405,76, oltre I.V.A. per complessivi Euro 446,34, come in appresso riportato:

OGGETTO	UNITA' MISURA	PREZZO UNIT. 2020	VARIAZIONE % alea 8%	VAR. PREZZO UNITARIO	QUANTITA'		PREZZO REMENTO
		а	b	С	d		e
				a * b			c * d
rete elettrosaldata	kg	€ 0,59	36,21%	€ 0,2136	1.644,24	€	351,21
travi laminate in acciaio	kg	€ 0,84	31,21%	€ 0,2622	208,03	€	54,55
						€	405,76
					IVA 10%	€	40,58
						€	446,34

- che il nuovo quadro economico, a seguito di quanto descritto ai punti precedenti, risulta essere il seguente:

N°	OGGETTO	IMPORTO A BASE DI GARA LOTTO 1		IMPORTO CONTRATTUALE LOTTO 1 (importo ribassato del 25,50%)		IMPORTO CONTRATTUALE LOTTO 1 (importo ribassato del 25,50%)	TOTALE NUOVO IMPORTO CONTRATTUALE LOTTO 1
		D.D. approvazione progetto esecutivo		D.D. aggiudicazione		D.D. presente provvedimento	
		n.20	1.7.2020 020-270.0.093	13.11.2020 n.2020-204.0.0 114			
Α	LAVORI:						
A1.1.1	Opere edili restauro soggette ad IVA 10%	€	1.031.051,67	€	768.133,49	€ 30.833,72	€ 798.967,21
A1.1.2	Opere edili restauro soggette ad IVA 4%	€	100.022,49	€	74.516,76	€ 1.360,44	€ 75.877,20
A1.2	Opere restauro artistico soggette ad IVA 10%	€	67.533,52	€	50.312,47	€ -	€ 50.312,47
A1.4.1	Opere strutturali soggette ad IVA 4%	€	69.075,68	€	51.461,38	€ 3.295,51	€ 54.756,89
A1.4.2	Opere strutturali soggette ad IVA 10%	€	271.685,74	€	202.405,88	€ 1.181,18	€ 203.587,06
A1.5.1	Opere impianti meccanici soggette ad IVA 4%	€	644,70	€	480,30	€ 56.302,32	€ 56.782,62
A1.5.2	Opere impianti meccanici soggette ad IVA 10%	€ 601.205,28		€	447.897,93	-€ 15.147,13	€ 432.750,80
A1.6.1	Opere impianti elettrici soggette ad IVA 10%	€	601.750,78	€	448.304,33	€ 28.298,59	€ 476.602,92

A1.6.2	Opere impianti elettrici soggette ad IVA 4%	€	8.056,01	€	6.001,73	€-	€ 6.001,73
	totale importo lavori a corpo soggetto a ribasso	€	2.751.025,87	€	2.049.514,27	€ 106.124,63	€ 2.155.638,90
A.2	Oneri sicurezza	€	111.511,98	€	111.511,98	€ 925,65	€ 112.437,63
A.3	Opere in economia	€	-	€	-	€ 170.000,00	€ 170.000,00
A.4	Compensazione prezzi materiali da costruzione	€	-	€	-	€ 405,76	€ 405,76
	totale A: importo lavori	€	2.862.537,85	€	2.161.026,25	€ 277.456,04	€ 2.438.482,29
В	SOMME A DISPOSIZIONE ENTE:						
B/1	Oneri smaltimento	€	1.960,00	€	1.960,00	€-	€ 1.960,00
B/2	Rilievi, diagnosi iniziali, accertamenti, indagini	€	1.393,44	€	1.393,44	€-	€ 1.393,44
B/3	Allacciamenti	€	10.000,00	€	10.000,00	€-	€ 10.000,00
B/4	Imprevisti	€	90.000,00	€	90.000,00	€-	€ 90.000,00
B/5	Economie	€	15.000,00	€	15.000,00	€-	€ 15.000,00
В/6	Accantonamento art.113 D.lgs.50/2016 (incentivo funzioni tecniche)	€	42.938,07	€	42.938,07	€ 3.765,37	€ 46.703,44
В/7	Attività tecnico amministrative connesse a progettazione, supporto RUP, verifica, validazione, CSE	€	54.500,00	€	54.500,00	€-	€ 54.500,00
В/8	Accertamenti laboratorio, verifiche tecniche, collaudi	€	12.852,46	€	12.852,46	€-	€ 12.852,46
	totale B: importo somme a disposizione	€	228.643,97	€	228.643,97	€ 3.765,37	€ 232.409,34
С	I.V.A.:						
C/1	IVA sui lavori al 10%	€	268.473,90	€	202.856,61	€ 21.649,78	€ 224.506,39
C/2	IVA sui lavori al 4%	€	7.111,96	€	5.298,01	€ 2.438,33	€ 7.736,34
C/3	IVA su somme a disposizione Amministrazione	€	40.855,30	€	40.855,30	€ -	€ 40.855,30
	totale C: importo I.V.A.	€	316.441,15	€	249.009,92	€ 24.088,11	€ 273.098,02
D	ECONOMIA DERIVANTE DA RIBASSO D'ASTA	€	-	€	768.942,83	€-	€ 463.633,31
A+B+C+D	IMPORTO COMPLESSIVO INTERVENTO:	€	3.407.622,97	€	3.407.622,97	€ 305.309,52	€ 3.407.622,97

Considerato infine:

- che, nelle somme a disposizione del quadro economico del progetto dell'intervento, risulta la disponibilità necessaria per far fronte alla nascente maggiore spesa;
 - che le opere oggetto di revisione progettuale relative all'abbattimento delle barriere architettoniche ed al consolidamento delle due murature interne alla Sala A11 sono state autorizzate dalla Soprintendenza Archeologia Belle Arti e Paesaggio per la Città

Metropolitana di Genova e la Provincia di La Spezia con parere ricevuto in data 09.02.2022, prot. n. 52445.E;

- che le opere relative alle modifiche alla rampa esterna ed al "Totem", richieste ed autorizzate dalla Soprintendenza, nonché all'adeguamento della cabina elettrica della media tensione, sono state autorizzate dalla medesima rispettivamente con note Prot. 10.1.2022 n.0005723.E e Prot. 21.2.2022 n.0068070.E;
- che i maggiori lavori oggetto del presente provvedimento rientrano tra le casistiche di cui all'articolo 149, comma 2, del D.lgs. n. 50/2016, essendo relativi a fatti verificatisi in corso d'opera, imprevisti ed imprevedibili e finalizzati all'adeguamento dell'impostazione progettuale per il perseguimento degli obiettivi dell'intervento;
- che l'incremento di spesa relativo ai lavori, pari a Euro 277.456,04, corrisponde al 12,84% dell'importo originario contrattuale e rispetta pertanto i limiti di cui al summenzionato articolo 149 del Codice;
- che l'importo delle nuove lavorazioni rientra altresì nel "quinto d'obbligo" di cui all'art. 106, comma 12, del D.lgs. 18.4.2016 n.50.

Dato atto altresì:

- dell'avvenuto accertamento dell'insussistenza di situazioni di conflitto di interessi ai sensi dell'art.42 del D.lgs. 50/2016 e dell'art. 6 bis della L.241/1990;
- che il presente provvedimento è regolare sotto il profilo tecnico e amministrativo ai sensi dell'art.147 bis, comma 1, del D.lgs. 267/2000 (TUEL).

Visto l'art. 32, commi 5 e 7, del D.lgs. 50/2016;

Visto l'art 107 e l'art. 153, comma 5, D.lgs. 267/2000;

Visti gli artt. 77 e 80 del vigente Statuto del Comune di Genova;

Visti gli artt. 4, comma 2, 16 e 17 del D.lgs. 165/2001;

Vista la Deliberazione del Consiglio Comunale n. 108 del 22.12.2021 con la quale sono stati approvati i documenti Previsionali e Programmatici 2022/2024;

Vista Deliberazione della Giunta Comunale n. 16 del 10.02.2022 con la quale è stato approvato il Piano Esecutivo di Gestione 2022/2024.

DETERMINA

- 1) di approvare, per le ragioni di cui in premessa, le lavorazioni in variante, ai sensi dell'articolo 149, comma 2, del D.lgs. n. 50/2016, come meglio descritte negli elaborati progettuali citati in parte narrativa;
- 2) di approvare la conseguente maggiore spesa lavori di Euro 301.097,81, di cui Euro 45.166,36 per opere a corpo soggette ad I.V.A. 10%, Euro 60.958,27 per opere a corpo relative all'abbattimento delle barriere architettoniche soggette ad I.V.A. 4%, Euro 925,65 per integrazione oneri della sicurezza ed Euro 170.000,00 per opere in economia, oltre ad Euro 21.609,20 per I.V.A. al 10% ed Euro 2.438,33 per I.V.A. al 4%;

- 3) di approvare la compensazione relativa all'aumento del costo dei materiali di cui alla Legge 106/2021, che comporta una spesa di Euro 405,76, oltre I.V.A. al 10% per Euro 40,58, per complessivi Euro 446,34;
- 4) di dare atto che, a seguito delle variazioni progettuali e della compensazione dei prezzi dei materiali da costruzione, il nuovo importo contrattuale ascende ad Euro 2.438.482,29;
- 5) di dare atto che l'incremento dell'importo contrattuale, pari a Euro 277.456,04, corrisponde al 12,84% dell'importo originario contrattuale e rispetta pertanto i limiti di cui all'articolo 149, comma 2, del Codice;
- 6) di approvare il nuovo quadro economico riportato in premessa ed il relativo incremento di spesa complessivo di Euro 305.309,52 di cui Euro 277.456,04 per lavori (comprensivi di Euro 405,76 per la compensazione relativa all'aumento del costo dei materiali), Euro 24.088,11 per I.V.A., ed Euro 3.765,37 per integrazione della quota incentivo per funzioni tecniche;
- 7) di mandare a prelevare la somma complessiva di Euro **301.544,15** (di cui Euro 277.456,04 per imponibile ed Euro 24.088,11 per I.V.A.) al capitolo 73404, c. di c.1500.8.05 "*Musei, Monumenti, Pinacoteche Comunali Manutenzione Straordinaria*", p.d.c. 2.2.1.10.008 del Bilancio 2022 nel modo seguente:

crono 2019/50 (CUP B34B17000320001 – MOGE 20110) Euro **277.456,04** con riduzione di IMP 2022/3881 ed emissione di nuovo IMP **2022/7689**;

crono 2019/51 (CUP B33G18000000001 – MOGE 20111) euro **24.088,11** con riduzione di IMP 2022/3883 ed emissione di nuovo IMP **2022/7690**;

- 8) di impegnare l'importo di Euro 3.765,37 (quale quota dell'80% dell'incentivo totale di Euro 4.706,71 sull'importo totale dei maggiori lavori al lordo del ribasso di gara) per quota incentivo di cui all'art.113 del D.lgs.50/2016 al Capitolo 73404, c. di c.1500.8.05 "Musei, Monumenti, Pinacoteche Comunali -Manutenzione Straordinaria", p.d.c. 2.2.1.10.008 crono 2018/495 (CUP B34-B17000320001 MOGE 20110) con riduzione di IMP 2022/3884 ed emissione di nuovo IMP 2022/7691;
- 9) di accertare l'importo di Euro 3.765,37 sul Capitolo 50026 "Fondi incentivanti il personale" PdC 3.5.99.2.1 c.d.c. 143.5.99 "Gestione del Personale Altre Entrate Correnti" con emissione di nuovo ACC 2022/1466;
- 10) di provvedere all'immediata emissione dell'atto di liquidazione e contestualmente relativa richiesta di reversale sui capitoli di cui al punto precedente;
- 11) di provvedere all'inoltro della presente determinazione dirigenziale alla Direzione Sviluppo del Personale e formazione affinché provveda all'iscrizione delle somme sui pertinenti capitoli di spesa e alle successive operazioni gestionali sugli stessi;
- 12) di dare atto che la spesa complessiva di Euro 305.309,52 è finanziata per Euro 281.221,41 con F.P.V. derivante dal "Patto per la Città di Genova" Fondi F.S.C. e per Euro 24.088,11 con F.P.V.

derivante dal Piano Strategico "Grandi Progetti Beni Culturali" – Fondo per lo Sviluppo e la Coesione;

- 13) di procedere, a cura della Direzione Riqualificazione Urbana, alla liquidazione della spesa mediante atti di liquidazione digitale, nei limiti di spesa di cui al presente provvedimento;
- 14) di provvedere a cura della Direzione Riqualificazione Urbana alla pubblicazione del presente provvedimento sul profilo del Comune, alla sezione "Amministrazione Trasparente", ai sensi dell'art. 29 del Codice;
- 15) di provvedere a cura della Direzione Riqualificazione Urbana alle comunicazioni previste dall'articolo 106 del D.lgs. n. 50/2016 relativamente alla modifica contrattuale in oggetto;
- 16) di dare atto che il presente provvedimento è stato redatto nel rispetto della tutela dei dati personali;
- 17) di aver verificato l'insussistenza di situazioni di conflitto d'interesse ai sensi dell'art. 42 del Codice e dell'art. 6 bis della Legge n. 241/1990.

IL DIRETTORE
Arch. Ines Marasso



ALLEGATO ALLA DETERMINAZIONE DIRIGENZIALE N. 2022-204.0.0.-24 AD OGGETTO

"PATTO PER LA CITTÀ DI GENOVA FINANZIATO CON RISORSE F.S.C. PROGRAMMAZIONE 2014-2020 – E PIANO STRATEGICO "GRANDI PROGETTI BENI CULTURALI" (MIBACT) - OPERE DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO IN PREVISIONE DELLA REALIZZAZIONE DEL "MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA" (MEI). LOTTO 1.

APPROVAZIONE MAGGIORI LAVORI IN VARIANTE AI SENSI DELL'ARTICOLO 149, COMMA 2 DEL D.LGS. N. 50/2016 E COMPENSAZIONE PREZZI MATERIALI DA COSTRUZIONE AI SENSI DELLA LEGGE N. 106/2021.

CIG 8327987846 CUP B34B17000320001 - MOGE 20110 – "Patto per la Città di Genova" CUP B33G18000000001 - MOGE 20111 - Piano Strategico "Grandi Progetti Beni Culturali"

Ai sensi dell'articolo 6, comma 2, del Regolamento di Contabilità e per gli effetti di legge, si appone visto di regolarità contabile attestante la copertura finanziaria (acc.ti 2019/1846, 2021/1071 e 2022/1288).

Il Responsabile del Servizio Finanziario dott. Giuseppe Materese



COMUNE DI GENOVA DIREZIONE RIQUALIFICAZIONE URBANA

LAVORI ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER

LA REALIZZAZIONE DEL MUSEO NAZIONALE DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA

PRESSO LA COMMENDA DI SAN GIOVANNI DI PRÈ

DITTA OPERAZIONE srl Via G. Orsini, 46 80132 Napoli NA

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO

Lavori di variante

IL PROGETTISTA IL TECNICO IL CAPO PROGETTO

, 22/02/2022

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		SICUREZZA				
		SICUREZZA				
		A.2.1. SICUREZZA				
		EXTRA				
		Categoria lavoro non assegnata				
1	95.F10.A10.020	Segnaletica Cartello di segnaletica generale, delle dimensioni di 1.00x 1,40, in PVC pesante antiurto, contenente segnali di pericolo, divieto e obbligo, inerenti il cantiere, valutato a cartello per distanza di lettura fino a 23 m, conformi UNI EN ISO 7010:2012.				
		2,50		2,50		
			cad	2,50	14,58	36,45
2	95.A10.A10.010	Recinzione di cantiere, avente altezza minima fuori terra di 2,00 m, costituita da pannelli in acciaio elettrosaldato e zincato, del peso di 20 kg circa, montati su basi di calcestruzzo prefabbricate. Montaggio e smontaggio.				
		50,00		50,00		
			m	50,00	7,13	356,50
3	95.G10.A20.010	Puntellatura di strutture da demolire eseguita con legnami e puntelli metallici regolabili per altezze fino a 3,50 m dal piano di appoggio Puntellatura di strutture in genere valutate a mo vuoto per pieno				
		70		70,00		
			m³vpp	70,00	7,61	532,70
		Totale EXTRA				925,65
		Totale A.2.1. SICUREZZA				925,65
		TOTALE SICUREZZA				925,65
						525,00
		TOTALE SICUREZZA				925,65
		PATTO CITTA' GENOVA				
		LAVORI A CORPO				
		OE - ARREDI				
		OS24-Verde e arredo urbano				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
4	NP.OE.111	Fornitura e posa di Albero tipo Arbutus unedo h. 200cm. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		-1		-1,00		
			cad	-1,00	200,00	-200,00
5	75.C10.A30.020	Messa dimora di cespugli, arbusti in genere e piante di basso fusto fino a 2,5 m, esclusa la fornitura degli stessi, compresa l'apertura di buca delle dimensioni di circa 50x50x50 cm, la fornitura in opera di terriccio concimato con letame maturo o altro concime idoneo, nonché l'innaffio, compreso il reinterro e la sistemazione in loco della terra eccedente, con scavo eseguito con mezzo meccanico				
		5		5,00		
			cad	5,00	58,09	290,45
		Totale OE - ARREDI				90,45
		IVA 4%				
		Categoria lavoro non assegnata				
6	N.P.26	Fornitura e posa in opera n.2 porte scorrevoli a scomparsa entro muratura in laterizio o cartongesso dello spessore fino a 16 cm, costituite da controtelaio prefabbricato in lamiera di acciaio zincato con binario di scorrimento estraibile e pannello tamponamento cireco tamburato a struttura alveolare antimuffa spessore 40 mm rivestito sulle due facce in laminato plastico, compreso telaio in a.z. e accessori per montaggio e funzionamento e ragola d'arte				
		locale w.c. disabili				
			cad	1,00	1.826,10	1.826,10
		OS24-Verde e arredo urbano				
7	NP13.ED	Fornitura e posa in opera leggio di supporto mappa tattile				
		1		1,00		
			С	1,00	1.678,28	1.678,28
		Totale IVA 4%				3.504,38
		EXTRA				
		Categoria lavoro non assegnata				
8	PR.A11.A20.030	Blocchi in calcestruzzo cellulare espanso spessore cm 10				
		8,67		8,67		
			m²	8,67	13,98	121,21

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
9	25.A05.B10.010	Demolizione di pavimenti di getto o ad elementi, compreso il sottofondo				
		101.87		101,87		
			m²	101,87	23,33	2.376,63
10	25.A05.A25.025	Demolizione di strutture (pilastri, travi, setti e simili), di calcestruzzo semplice e armato, eseguita a mano e/o con l'ausilio di martello demolitore.				
		10,44		10,44		
			m³	10,44	278,54	2.907,96
11	1C.08.050.0020	Massetto per pavimento in ceramica, gres, marmi sottili prefiniti e simili, posati con malta di allettamento, o cappa di protezione di manti, con impasto a 200 kg di cemento 32,5 R per m3 di sabbia, costipato e livellato a frattazzo lungo, spessore cm 5				
		75,26		75,26		
			m²	75,26	13,63	1.025,79
12	20.A66.C10.035	Solo posa in opera di pavimento in lastre di pietra serena, luserna, porfido, arenaria, ardesia, quarzite o simili, a piano di sega, coste rifilate, poste in opera con apposito adesivo cementizio, inclusa sigillatura dei giunti con stucco per fughe in malta cementizia modificata con polimero CG2WA, le sole levigature e lucidature escluse. Per lastre delle dimensioni fino a 0,10 m² di superficie e dello spessore fino a 3 cm.				
		75,26		75,26		
			m²	75,26	40,54	3.051,04
13	90.D10.D20.015	Scrostamento di intonaco interno ed esterno, compreso il calo in basso, il carico su qualsiasi mezzo di trasporto dei materiali di risulta, esclusi i ponteggi, misurato sulla superficie effettiva di scrostamento per: a rappezzi con misurazione minima di 0,25 m²				
		8,20		8,20		
			m²	8,20	26,69	218,86
14	90.D15.A05.010	Rifacimento di intonaco interno o esterno a rappezzi, compresi la preventiva rimozione della parte lesionata nonché la pulizia e il lavaggio del supporto, costituito da: - un primo strato dello spessore sino a cm. 3 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,80 m3 e da 0,3 ÷0,375 m3 di legante un secondo strato dello spessore di cm. 1 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,75 m3 al m3 di impasto e da 0,5 m3 di legante. Eseguito completamente a mano su murature di pietrame o mattoni.Escluso lo strato di finitura. Misurazione minima 0,25 m2 per rappezzo con legante di grassello di calce				
		169,06	_	169,06		,
			m²	169,06	107,87	18.236,50

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
15	25.A15.A10.010	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto entro i primi 5 km.				
		57,11		57,11		
			m³km	57,11	1,45	82,81
16	20.A15.A10.020	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 10 km e fino al trentesimo km.				
		228,46		228,46		
			m³km	228,46	0,41	93,67
17	20.A15.A10.025	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 30 km e fino al cinquantesimo km.				
		228,46		228,46		
			m³km	228,46	0,15	34,27
18	20.A15.A10.015	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 5 km e fino al decimo km.				
		57,11		57,11		
			m³km	57,11	0,58	33,12
19	PR.A22.A11.010	Lastre in gesso protetto e accessori per costruzione pareti, soffitti ecc. Lastra in cartongesso cm. 120 x 200 x 1				
		8,25		8,25		
			cad	8,25	6,96	57,42
20	25.A58.A10.010	Solo posa controsoffitti, per superfici piane, compresa la fornitura e la posa della struttura metallica di sospensione, la sigillatura dei giunti con garza e successiva rasatura, di lastre di gesso protetto o fibrogesso				
		19,80		19,80		
			m²	19,80	44,64	883,87
21	90.D20.A40.010	Tinteggiatura di superfici interne o esterne a colore unico in due riprese applicate a pennello, esclusa la mano di fondo Silicato di potassio				
		188,86		188,86		
			m²	188,86	21,38	4.037,83

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
22	25.A05.H01.620	Smontaggio e recupero delle parti riutilizzabili, incluso accantonamento nell'ambito del cantiere, di: gradini, soglie, guide, piane				
		69,48		69,48		
			m²	69,48	46,46	3.228,04
23	25.A05.D10.010	Demolizione di controsoffitti, compresa la rimozione delle orditure di sostegno, in cartongesso, in pannelli modulari di fibrogesso e simili, in doghe metalliche, in canniccio.				
		19,80		19,80		
			m²	19,80	21,05	416,79
24	20.A48.A10.010	Massetto semplice o armato per formazione di pendenze su coperture piane o simili, costituito da impasto cementizio dosato a 300 kg di cemento 32.5R dello spessore medio 5 cm.				
		316,20		316,20		
			m²	316,20	14,49	4.581,74
		Totale EXTRA				41.387,55
		OPERE STRUTTURALI				
		STR - RINFORZO SOLAIO LEGNO IMPIANTI				
		OS32-Strutture in legno				
25	STR-07	OPERE STRUTTURALI - RINFORZO SOLAIO LEGNO IMPIANTI				
		A detrarre quantità a progetto per sostituzione tipologia di intervento mediante impermeabilizzazione lastrico solare				
		terrazzo di copertura		-1,0000		
			corpo	-1,0000	11.324,18	-11.324,18
		Totale STR - RINFORZO SOLAIO LEGNO IMPIANTI				-11.324,18
		a=				ŕ
		OE - ARREDI				
		OS24-Verde e arredo urbano				
26	20.A28.A50.010	Sovrapprezzo ai casseri in legno per realizzazione di paramenti lavorati 'faccia vista'.				
		-6,06		-6,06		
			m²	-6,06	14,34	-86,90
27	20.A28.C05.010	Solo getto in opera di calcestruzzo semplice o armato, per strutture di fondazione.				
		-0,96		-0,96		

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
			m³	-0,96	27,96	-26,84
		Totale OE - ARREDI				-113,74
		IVA 4%				
		OS24-Verde e arredo urbano				
28	25.A05.A20.010	Demolizione di strutture murarie esterne (muri sostegno, muri di confine e simili), di qualiasi spessore, altezze fino a 3,00 m, misurati fuori terra di pietrame, mattoni pieni, etc, escluso calcestruzzo semplice e armato, eseguita con mezzi meccanici.				
		piazza				
		-2	m³	-2,00 -2,00	35,81	-71,62
				-2,00	33,61	-71,02
29	25.A05.A20.025	Demolizione di strutture murarie esterne (muri sostegno, muri di confine e simili), di qualiasi spessore, altezze fino a 3,00 m, misurati fuori terra di calcestruzzo semplice e armato, eseguita a mano e/o con l'ausilio di martello demolitore.				
		-12,79		-12,79		
			m³	-12,79	277,47	-3.548,84
30	NP.OE.113	Fornitura e posa in opera di elementi in lamiera sp.40mm in qualita? S275JR, modellate come da disegno. Compreso ogni onere e magistero per dare il lavoro finito a regola d'arte. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		-11651,94		-11.651,94		
			kg	-11.651,94	2,70	-31.460,24
31	20.A90.D10.300	Pitturazione di manufatti in ferro mediante applicazione di idrosmalto lucido o satinato, per una ripresa, misurato a sviluppo				
		-41,25		-41,25		
			m²	-41,25	8,43	-347,74
32	20.A28.A10.010	Casseforme per getti in calcestruzzo semplice o armato per muri di sostegno, fondazioni quali plinti, travi rovesce, cordoli, platee realizzate con tavole in legname di abete e pino.				
		-6,06		-6,06		
			m²	-6,06	38,28	-231,98
33	25.A05.B10.010	Demolizione di pavimenti di getto o ad elementi, compreso il sottofondo				
		-13,35		-13,35		
			m²	-13,35	23,33	-311,46

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
34	15.A10.A30.020	Scavo a sezione ristretta o a pozzo eseguito esclusivamente a mano, fino alla profondità di m 2.00, in rocce tenere.				
		-10,66		-10,66		
			m³	-10,66	256,76	-2.737,06
35	20.A05.A10.025	Demolizione completa di fabbricato, eseguita a mano con l'ausilio di martello demolitore e/o con piccolo mezzo meccanico. di tipo civile con struttura in cemento armato e solai di qualunque specie,				
		-30,59		-30,59		
			m³vpp	-30,59	59,36	-1.815,82
36	20.A15.A10.010	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto entro i primi 5 km.				
		-573,92		-573,92		
			m³km	-573,92	0,93	-533,75
37	20.A15.A10.015	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 5 km e fino al decimo km.				
		-573,93		-573,93		
			m³km	-573,93	0,58	-332,88
38	20.A15.A10.020	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 10 km e fino al trentesimo km.				
		-573,93		-573,93		
			m³km	-573,93	0,41	-235,31
39	20.A15.A10.025	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 30 km e fino al cinquantesimo km.				
		-573,93		-573,93		
			m³km	-573,93	0,15	-86,09
40	20.A20.C01.010	Calcestruzzo a prestazione garantita con classe di esposizione XC1, classe di consistenza S4, con dimensione massima degli aggregati di 32 mm Classe di resistenza C25/30. RAPP. A/C 0,60				
		-27,73		-27,73		
			m³	-27,73	130,30	-3.613,22

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
41	20.A28.A15.010	Casseforme per getti in calcestruzzo semplice o armato per travi,pilastri, pareti anche sottili, solette piene realizzate con tavole in legname di abete e pino.				
		-145,47		-145,47		
			m²	-145,47	52,11	-7.580,44
42	20.A28.F05.005	Armature in acciaio per calcestruzzo armato ordinario, classe tecnica B450C in barre ad aderenza migliorata, diametri da 6 mm a 50 mm.				
		-2669,28	Kg	-2.669,28 -2.669,28	1,93	-5.151,71
			1.9	_,,_,	,,,,	
43	65.B10.A45.030	Sola posa in opera di acciottolato di ciottoli di fiume arrotondati, posti in opera su letto di sabbia dello spessore minimo di 10 cm, compresa la sigillatura con sabbia di fiume per quantita' oltre i 10 m² fino a 100 m²				
		14,84		14,84		
			m²	14,84	79,92	1.186,01
44	25.A37.A05.020	Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati L, T, U, Z, piatti e quadri (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie.				
		13800,71		13.800,71		
			Kg	13.800,71	5,28	72.867,75
45	01.A18.G00.015	Zincatura a caldo eseguita secondo le norme uni 5744/66 con esclusione di alluminio nel bagno di fusione Di grossa carpenteria (profilati, np, lamiere di spessore oltre mm 2)				
		6946,39		6.946,39		
			kg	6.946,39	0,80	5.557,11
46	20.A90.D10.300	Pitturazione di manufatti in ferro mediante applicazione di idrosmalto lucido o satinato, per una ripresa, misurato a sviluppo				
		67,18		67,18		
			m²	67,18	8,43	566,33
		Totale IVA 4%				22.119,04
		Totale OPERE STRUTTURALI				10.681,12
		IMPIANTI MECCANICI				
		IM - IMPIANTO DI CONDIZIONAMENTO				
		OG11-Impianti tecnologici				
1	1		ĺ	1		

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

	1	COMITOTO MILTRICO LOTIMATIVO IAVO	ii ui vaii	arite		
N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
47	IMP. CONDIZIONAMENTO VAR	Provvista e posa in opera impianto di condizionamento come da modifica proposta da ditta appaltatrice OPERAZIONE srl febbraio 2022: differenza tra importo a progetto € 526.587,76 e offerto € 506.256,04 = - € 20.331,72				
		-1		-1,0000		
			corpo	-1,0000	20.331,72	-20.331,72
		Totale IM - IMPIANTO DI CONDIZIONAMENTO				-20.331,72
		IVA 4%				
		OS4-Impianti elettromeccanici trasportatori				
48	NP-OM-01	Elevatore 1 - Impianto oleodinamico adatto al trasporto di persone corsa 3.60 mt				
		1		1,0000		
			cad	1,0000	36.909,42	36.909,42
49	NP-OM-02	Elevatore 2 - Impianto oleodinamico adatto al trasporto di persone corsa 4.80 mt				
		1		1,0000		
			cad	1,0000	38.664,16	38.664,16
		Totale IVA 4%				75.573,58
		Totale IMPIANTI MECCANICI				55.241,86
		IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI				
		IE - IMPIANTO DI VIDEOSORVEGLIANZA				
		OS5-Impianti pneumatici e antintrusione				
50	IMP. VIDEOSORVEGLIANZ A	Provvista e posa in opera impianto di videosorveglianza come da offerta 29.11.2021 della ditta OPERAZIONE srl: differenza tra importo a progetto € 9.184,16 e offerto € 16.000,00.				
		1		1,0000		
			corpo	1,0000	6.815,84	6.815,84
		Totale IE - IMPIANTO DI VIDEOSORVEGLIANZA				6.815,84
		IE - IMPIANTO ANTINTRUSIONE				
		OS5-Impianti pneumatici e antintrusione				
51	IMP. ANTINTRUSIONE	Provvista e posa in opera impianto di allarme antintrusione come da modifica offerta 29.11.2021 della ditta OPERAZIONE srl : differenza tra importo a progetto - € 2.618,32 ed offerto € 15.375,00				
		1		1,0000		

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
			corpo	1,0000	12.756,68	12.756,68
		Totale IE - IMPIANTO ANTINTRUSIONE				12.756,68
		Totale IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI				19.572,52
		OPERE EDILI				
		STR - CHIUSURA SOLAIO				
		Categoria lavoro non assegnata				
52	STR-01	OPERE STRUTTURALI - CHIUSURA SOLAIO				
		-1		-1,0000		
			corpo	-1,0000	4.021,54	-4.021,54
		Totale STR - CHIUSURA SOLAIO				-4.021,54
		STR - NUOVE SCALE				
		Categoria lavoro non assegnata				
53	25.A37.B10.010	Scale di sicurezza in acciaio, colonne, travi, cosciali, tiranti, puntoni e simili, a disegno standard escluse costruzioni curve o particolarmente complesse, con giunzioni saldate e/o imbullonate, compresa zincatura a caldo di tutti gli elementi.				
		-540		-540,00		
			Kg	-540,00	6,90	-3.726,00
54	NP-S00.Bal-Vetr	Fornitura in opera di balaustra in vetro con profilo affogato nel pavimento/massetto o collegato al profilato metallico sottostante, in profilato grezzo estruso in alluminio e vetro, dim. 116x96, fissato con resina chimica alla struttura metallica/soletta in cls, compreso carter esterno e coprigiunto interno in alluminio anodizzato argento. Resistenza alla spinta di 200Kg/ metro lineare, idonea a tutte le norme riguardanti l'uso in locali medio affollati. Si prevede un vetro temperato stratificato 10+10+1.52 PVB chiaro con bordo lavorato a filo lucido, lastre parallele e lustre ottenute da procedimento di fabbricazione float chiaro per colata su bagno metallico in atmosfera controllata. Ciascuna lastra avrà subito trattamento termico a circa 700° C di tempra e rispetta la normativa UNI EN 12150, per aumentare le caratteristiche di resistenza meccanica ed allo shock termico. Il prodotto è ntinfortunistico e di protezione contro rischi di ferite, in quanto stratificato ed assiemato a 4 Films da 0,38 di polivinilbutirrale che trattiene i frammenti in caso di rottura del vetro. L'altezza di norma dal piano calpestio della balaustra sarà di circa 105 cm minimo. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		-8,20	m	-8,20 -8,20	620,21	-5.085,72
		Totale STR - NUOVE SCALE				-8.811,72

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

-						
		OE - TETTI E MANTI DI COPERTURA				
		OS8-Opere di impermeabilizzazione				
55	NP.OE.013	Fornitura e posa in opera pavimentazione in gres tipo per esterni Tipo Refin Bluetech Design R OUT 2.0 LG92. Dim. 60x60cm. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		Nuova pavimentazione lastrico solare terrazzo di copertura pedonabile				
		76,75		76,75		
			m²	76,75	114,34	8.775,60
56	NP.OE.009	Fornitura e posa in opera di battiscopa in Gres porcellanato effetto pietra tipo Refin-Creos formato 7x60 cm, colore SHadow MK37. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		zoccoletto terrazzo di copertura				
		35,70	m	35,70 35,70	33,75	1.204,88
			111	35,70	33,73	1.204,00
57	90.D15.A05.010	Rifacimento di intonaco interno o esterno a rappezzi, compresi la preventiva rimozione della parte lesionata nonché la pulizia e il lavaggio del supporto, costituito da: - un primo strato dello spessore sino a cm. 3 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,80 m3 e da 0,3 ÷0,375 m3 di legante un secondo strato dello spessore di cm. 1 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,75 m3 al m3 di impasto e da 0,5 m3 di legante. Eseguito completamente a mano su murature di pietrame o mattoni.Escluso lo strato di finitura. Misurazione minima 0,25 m2 per rappezzo con legante di grassello di calce				
		35,70*0,30		10,71		
			m²	10,71	107,87	1.155,29
58	25.A05.B20.010	Demolizione di rivestimenti in piastrelle posate a colla inclusa rimozione della colla				
		zoccoletto terrazzo di copertura				
		35,70*0,15	m²	5,36 5,36	14,80	79,33
			111-	5,36	14,00	79,33
59	25.A05.C10.020	Demolizione di manti impermeabili risvolti, in guaine bituminose, cartonfeltri e simili, compresa la rimozione dell'intonaco sovrastante.				
		35,70*0,20		7,14		
			m²	7,14	10,15	72,47
60	25.A15.A10.010	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto entro i primi 5 km.				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		demolizione intonaco e zoccoletto terrazzo copertura				
		(5,36*0,03+10,71*0,025)*5		2,14		
			m³km	2,14	1,45	3,10
61	20.A15.A10.020	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 10 km e fino al trentesimo km.				
		0,43*20		8,60		
			m³km	8,60	0,41	3,53
62	20.A15.A10.025	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 30 km e fino al cinquantesimo km.				
		0,43*20		8,60		
			m³km	8,60	0,15	1,29
63	20.A15.A10.015	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 5 km e fino al decimo km.				
		0,43*5		2,15		
			m³km	2,15	0,58	1,25
64	PR.A41.B10.030	Rete di armatura per intonaci e per consolidamento Rete fibra di vetro del peso di kg/mq 1,2				
		80		80,00		
			m²	80,00	6,33	506,40
65	PR.A18.C10.010	Guaina liquida Guaina liquida elastica impermeabilizzante				
		450		450,00		
			Kg	450,00	7,63	3.433,50
		Totale OE - TETTI E MANTI DI COPERTURA				15.236,64
		IE - DISTRIBUZIONE PRINCIPALE E SECONDARIA				
		OG10-Impianti per la trasformazione alta/media tensione e per la distribuzi				
66	25.A37.A05.010	Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati NP, IPE, HE (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie.				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		Cabina elettrica 2,60*4*30,4	Kg	316,16 316,16	5,33	1.685,13
67	PR.A05.A50.032	Lamiera grecata R/C 400 AM sp 1 mm zincata 2,24*3,11*12,27		85,48		
		2,27 3,11 12,21	m²	85,48	18,20	1.555,74
68	20.A28.F15.005	Armatura in rete metallica elettrosaldata, da utilizzare in opere con calcestruzzo armato ordinario classe tecnica B450A B450C.				
		2,24*3,11*1,66	Kg	11,56 11,56	1,66	19,19
69	20.A20.C03.020	Calcestruzzo a prestazione garantita con classe di esposizione XC3, classe di consistenza S4, con dimensione massima degli aggregati di 32 mm Classe di resistenza C30/37. RAPP. A/C 0,55				
		2,24*3,11*0,10	m³	0,70 0,70	142,95	100,07
70	PR.A05.A30.020	Profilati in acciaio S235JR T-L-U-Z-Piatti-Quadri.				
		30	Kg	30,00	0,95	28,50
71	90.D15.A05.010	Rifacimento di intonaco interno o esterno a rappezzi, compresi la preventiva rimozione della parte lesionata nonché la pulizia e il lavaggio del supporto, costituito da: - un primo strato dello spessore sino a cm. 3 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,80 m3 e da 0,3 ÷0,375 m3 di legante un secondo strato dello spessore di cm. 1 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,75 m3 al m3 di impasto e da 0,5 m3 di legante. Eseguito completamente a mano su murature di pietrame o mattoni.Escluso lo strato di finitura. Misurazione minima 0,25 m2 per rappezzo con legante di grassello di calce				
		vano tecnico soffitto (2,09+2,33)/2*3,5		7,74		
		pareti 3,16*3,15 3,06*4,15 2,09*(3,15+4,15)/2 2,33*(3,15+4,75)/2		9,95 12,70 7,63 9,20		
			m²	47,22	107,87	5.093,62
72	15.A10.A30.020	Scavo a sezione ristretta o a pozzo eseguito esclusivamente a mano, fino alla profondità di m 2.00, in rocce tenere.				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		vano tecnico 2,24*3,11*0,40	m³	2,79 2,79	256,76	716,36
73	25.A15.A10.010	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto entro i primi 5 km.				
		vano tecnico 2,79*5 piazzale		13,95		
		(15,00*1,20*0,10)*5	m³km	9,00	1,45	33,28
74	20.A15.A10.020	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 10 km e fino al trentesimo km.				
		vano tecnico 2,79*20 piazzale (15,00*1,20*0,10)*20		55,80 36,00		
			m³km	91,80	0,41	37,64
75	20.A15.A10.025	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 30 km e fino al cinquantesimo km.				
		vano tecnico 2,79*20 piazzale		55,80		
		(15,00*1,20*0,10)*20	m³km	36,00 91,80	0,15	13,77
76	20.A15.A10.015	Trasporto a discarica o a centro di riciclaggio di materiali di risulta provenienti da scavi e/o demolizioni, misurato su autocarro in partenza, esclusi gli eventuali oneri di discarica o smaltimento per ogni chilometro del tratto oltre i primi 5 km e fino al decimo km.				
		vano tecnico 2,79*5 piazzale (15,00*1,20*0,10)*5		13,95 9,00		
			m³km	22,95	0,58	13,31
77	15.A10.A22.020	Scavo comune, eseguito con qualsiasi mezzo meccanico del peso fino 5 t. in rocce tenere.				
		Scavo su piazzale antistante la Commenda per linea elettrica				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		15,00*1,00*1,00		15,00		
			m³	15,00	79,96	1.199,40
78	65.A10.A20.020	Rimozione con recupero di pavimentazioni di accoltellato di mattoni, di acciottolato, di lastre o masselli compresa cernita e accatastamento in cantiere per: superfici oltre 10 e fino a 100 m²				
		piazzale Commenda				
		15,00*1,20	m2	18,00	61.04	1 112 12
			m²	18,00	61,84	1.113,12
79	65.B10.A55.030	Sola posa in opera a correre di masselli squadrati per pavimentazioni stradali, dello spessore di cm 15 - 20 posti in opera su letto di posa di sabbia di frantoio, dello spessore di 15 cm, miscelata con 150 kg di cemento per m³ di sabbia, escluso il sottofondo, compresi tagli di adattamento e stuccatura dei giunti: superficie di intervento oltre 10 fino a 100 m²				
		piazzale Commenda				
		15,00*1,20	m2	18,00 18,00	141.22	2.543,76
			m²	18,00	141,32	2.543,76
80	30.E05.D05.020	Sola posa in opera di cavidotto corrugato, posto in opera interrato, compreso la sola posa dei manicotti, escluse le opere murarie e di scavo. Del diametro esterno da 125 a 160 mm				
		piazzale Commenda linea elettrica				
		15,00*4		60,00		
			m	60,00	3,92	235,20
81	PR.E05.B05.045	Cavidotto flessibile di PE alta densità autoestinguente, a doppia parete, resistente allo schiacciamento 450 Newton, diametro esterno di: 160 mm.				
		piazzale Commenda linea elettrica				
		15,00*4		60,00		
			m	60,00	10,42	625,20
82	A01.04.010.a	Rinterro compreso l'avvicinamento dei materiali, il compattamento a strati dei materiali impiegati fino al raggiungimento delle quote del terreno preesistente ed il costipamento prescritto: con materiale di risulta proveniente da scavo				
		piazzale Commenda linea elettrica				
		15,00*1,20*0,74		13,32		
			m³	13,32	4,22	56,21
83	25.A20.B01.010	Calcestruzzo per usi non strutturali con classe di consistenza S4, dimensione massima degli aggregati di 32 mm classe di resistenza: C8/10.				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

	piazzale Commenda linea elettrica rinfianco tubazioni				
	15,00*1,20*0,10		1,80		
		m³	1,80	117,65	211,77
20.A07.A01.010	Analisi chimica dei materiali di risulta da demolizioni o da scavi ai sensi del DM 186/2006 ai fini del corretto smaltimento in appositi siti. costo medio per cadauna analisi relative a: terre da scavo, detriti da demolizioni, da pavimentazioni, da controsoffitti, da materiali isolanti, da impermeabilizzanti, da amianto e quant'altro.				
	2		2,00		
		cad	2,00	350,00	700,00
25.A28.C05.015	Getto in opera di calcestruzzo semplice o armato, per strutture di fondazione, confezionato in cantiere con betoniera				
	locale tecnico				
	2,24*3,11*0,10		0,70		
		m³	0,70	65,49	45,84
	Totale IE - DISTRIBUZIONE PRINCIPALE E SECONDARIA				16.027,11
	Totale OPERE EDILI				18.430,49
	A.1.4. OPERE STRUTTURALI				
	STR - RAMPE E PASSERELLE				
	Categoria lavoro non assegnata				
25.A37.A05.020	Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati L, T, U, Z, piatti e quadri (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie.				
	961,87		961,87		
		Kg	961,87	5,28	5.078,67
01.A18.G00.010	Zincatura a caldo eseguita secondo le norme uni 5744/66 con esclusione di alluminio nel bagno di fusione Di profilati o putrelle (altezza non superiore a cm 10) per piantoni di recinzioni o cancellate				
	961,87		961,87		
		kg	961,87	0,91	875,30
NP-S00.Bal-Vetr	Fornitura in opera di balaustra in vetro con profilo affogato nel pavimento/massetto o collegato al profilato metallico sottostante, in profilato grezzo estruso in alluminio e vetro, dim. 116x96, fissato con resina chimica alla struttura metallica/soletta in cls, compreso carter esterno e coprigiunto				
	25.A28.C05.015 25.A37.A05.020 01.A18.G00.010	scavi ai sensi del DM 186/2006 ai fini del corretto smaltimento in appositi siti. costo medio per cadauna analisi relative a: terre da scavo, detriti da demolizioni, da pavimentazioni, da controsoffitti, da materiali isolanti, da impermeabilizzanti, da amianto e quant'altro. 2 25.A28.C05.015 Getto in opera di calcestruzzo semplice o armato, per strutture di fondazione, confezionato in cantiere con betoniera locale tecnico 2,24*3,11*0,10 Totale IE - DISTRIBUZIONE PRINCIPALE E SECONDARIA Totale OPERE EDILI A.1.4. OPERE STRUTTURALI STR - RAMPE E PASSERELLE Categoria lavoro non assegnata 25.A37.A05.020 Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati L, T, U, Z, piatti e quadri (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie. 961,87 NP-S00.Bal-Vetr Fornitura in opera di balaustra in vetro con profilo affogato nel pavimento/massetto o collegato al profilato metallico sottostante, in profilato grezzo estruso in alluminio e vetro, dim. 116x96, fissato con resina chimica alla struttura	scavi ai sensi del DM 186/2006 ai fini del corretto smaltimento in appositi siti. costo medio per cadauna analisi relative a: terre da scavo, detriti da demolizioni, da pavimentazioni, da controsoffiitti, da materiali isolanti, da impermeabilizzanti, da amianto e quant'altro. 2 cad 25.A28.C05.015 Getto in opera di calcestruzzo semplice o armato, per strutture di fondazione, confezionato in cantiere con betoniera locale tecnico 2,24*3,11*0,10 Totale IE - DISTRIBUZIONE PRINCIPALE E SECONDARIA Totale OPERE EDILI A.1.4. OPERE STRUTTURALI STR - RAMPE E PASSERELLE Categoria lavoro non assegnata 25.A37.A05.020 Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati L, T, U, Z, piatti e quadri (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie. 961,87 Kg NP-S00.Bal-Vetr Fornitura in opera di balaustra in vetro con profilo affogato nel pavimento/massetto o collegato al profilato metallico sottostante, in profilato grezzo estruso in alluminio e vetro, dim. 116x96, fissato con resina chimica alla struttura	scavi ai sensi del DM 186/2006 ai fini del corretto smaltimento in appositi siti. costo medio per cadauna analisi relative a: terre da scavo, detriti da demolizioni, da pavimentazioni, da controsofitti, da materiali isolanti, da impermeabilizzanti, da amianto e quant'altro. 2 cad 2,00 2,00 25.A28.C05.015 Getto in opera di calcestruzzo semplice o armato, per strutture di fondazione, confezionato in cantiere con betoniera locale tecnico 2,24*3,11*0,10 Totale IE - DISTRIBUZIONE PRINCIPALE E SECONDARIA Totale OPERE EDILI A.1.4. OPERE STRUTTURALI STR - RAMPE E PASSERELLE Categoria lavoro non assegnata 25.A37.A05.020 Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati L, T, U, Z, piatti e quadri (S235,IF) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad attre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie. 961,87 Veg 961,87 NP-S00.Bal-Vetr Fornitura in opera di balaustra in vetro con profilo affogato nel pavimento/massetto o collegato al profilato metallico sottostante, in profilato grezzo estruso in alluminio e vetro, dim. 116x96, fissato con resina chimica alla struttura	scavi ai sensi del DM 186/2006 ai fini del corretto smaltimento in appositi stiti. cost medio per cadauna analisi relative a: terre da scavo, detriti da demolizioni, da pavimentazioni, da controsoffitti, da materiali isolanti, da impermeabilizzanti, da amianto e quant'altro. 2 2,00 cad 2,00 350,00 25.A28.C05.015 Getto in opera di calcestruzzo semplice o armato, per strutture di fondazione, confezionato in cantiere con betoniera locale tecnico 2,24*3,11*0,10 0,70 m³ 0,70 65,49 Totale IE - DISTRIBUZIONE PRINCIPALE E SECONDARIA Totale OPERE EDILI A.1.4. OPERE STRUTTURALI STR - RAMPE E PASSERELLE Categoria lavoro non assegnata 25.A37.A05.020 Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travipilisti, puntoni e simili in profilati L, T, U, Z, piatti e quadri (S23SJR) in opera compreso il inssaggio a murature o la listica di altre strutture metallica ecc, esciulsa la sola formazione delle sedi di approggio murarie. 961.87 Vege 18.7 961.87 NP-S00.Bal-Vetr Fornitura in opera di balaustra in vetro con profilo affogato nel pavimento/massetto o collegato al profilato metallico sottostante, in profilato grezzo estruso in alluminio e vetro, dim. 116496, fissato con resina chimica alla struttura

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		interno in alluminio anodizzato argento. Resistenza alla spinta di 200Kg/ metro lineare, idonea a tutte le norme riguardanti l'uso in locali medio affollati. Si prevede un vetro temperato stratificato 10+10+1.52 PVB chiaro con bordo lavorato a filo lucido, lastre parallele e lustre ottenute da procedimento di fabbricazione float chiaro per colata su bagno metallico in atmosfera controllata. Ciascuna lastra avrà subito trattamento termico a circa 700° C di tempra e rispetta la normativa UNI EN 12150, per aumentare le caratteristiche di resistenza meccanica ed allo shock termico. Il prodotto è ntinfortunistico e di protezione contro rischi di ferite, in quanto stratificato ed assiemato a 4 Films da 0,38 di polivinilbutirrale che trattiene i frammenti in caso di rottura del vetro. L'altezza di norma dal piano calpestio della balaustra sarà di circa 105 cm minimo. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		17,20		17,20		
			m	17,20	620,21	10.667,61
89	A05003.f	Perforazione fino al diametro di 36 mm e lunghezza fino a 1,20 m con martello a rotopercussione a secco, per consolidamenti: per diametri da 28 a 36 mm in muratura in pietrame. Per ogni cm.				
		461,04		461,04		
			_	461,04	0,77	355,00
90	PR.A05.A10.015	Tondini ad aderenza migliorata Tondino ad aderenza migliorata inox AISI 304 diam sino 10 mm per piccoli quantitativi				
		5,45		5,45		
			Kg	5,45	7,59	41,37
91	A05021.b	Inghisaggio di barre di acciaio (queste ultime compensate a parte) in perfori predisposti, mediante malta epossidica bicomponente a consistenza tissotropica o colabile, conforme ai requisiti richiesti dalla Norma EN 1504-4, per incamiciature, ancoraggi strutturali, ringrossi etc., compresa l'accurata pulizia del foro con aria compressa, la pulitura del materiale in eccesso, ogni materiale occorrente: per fori da 22 mm a 30 mm				
		4,61		4,61		
			m	4,61	44,61	205,65
92	STR-03 (4%)	OPERE STRUTTURALI - RAMPE E PASSERELLE				
		-1		-1,0000		
			corpo	-1,0000	36.574,13	-36.574,13
		Totale STR - RAMPE E PASSERELLE				-19.350,53
		SALA A11				
		Categoria lavoro non assegnata				

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
93	25.A05.E10.020	Scrostamento intonaco fino al vivo della muratura, interno, su muratura di mattoni, pietra o calcestruzzo				
		parete levante				
		20,56		20,56		
		parete ponente 15,58		15,58		
			m²	36,14	7,03	254,06
94	25.A37.A05.010	Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati NP, IPE, HE (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie.				
		parete ponente				
		23,32*15,7 366,12 parete levante				
		25,82*15,7 405,37				
		angoli 4,5*15,7 70,65				
		sommano 842,14		842,14		
		varie 842*,07		58,94		
			Kg	901,08	5,33	4.802,76
95	A05003.f	Perforazione fino al diametro di 36 mm e lunghezza fino a 1,20 m con martello a rotopercussione a secco, per consolidamenti: per diametri da 28 a 36 mm in muratura in pietrame. Per ogni cm.				
		990		990,00		
			_	990,00	0,77	762,30
96	01.A05.E10.005	Realizzazione di ancoraggio strutturale di nuovi elementi portanti in cemento armato su murature e diaframmi murali esistenti, consistente nell'esecuzione di perforazione a rotopercussione, con punte elicoidali con testa in widia o materiali equivalenti, con un diametro sino a 40 mm per una profondità pari a circa i 2/3 dello spessore della muratura perforata, compresa l'accurata pulizia del foro con l'aspirazione forzata della polvere e dei detriti della foratura eseguita, la fornitura in opera di uno spezzone di barre in acciaio certificato, ad aderenza migliorata fino a 20 mm di diametro e per una lunghezza minima pari a cinquanta volte il diametro del tondino utilizzato, secondo gli schemi di progetto; il successivo inghisaggio è ottenuto mediante riempimento a rifiuto del foro praticato per la sua intera lunghezza con ancorante chimico ad iniezione a base di resina epossidica-acrilata bicomponente certificato e l'introduzione del bolzone metallico come da schema di progetto. Compresa ogni altra opera accessoria. Per il primo ancoraggio eseguito				
		1		1,00		
			cad	1,00	31,43	31,43
			I	Ì		İ

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

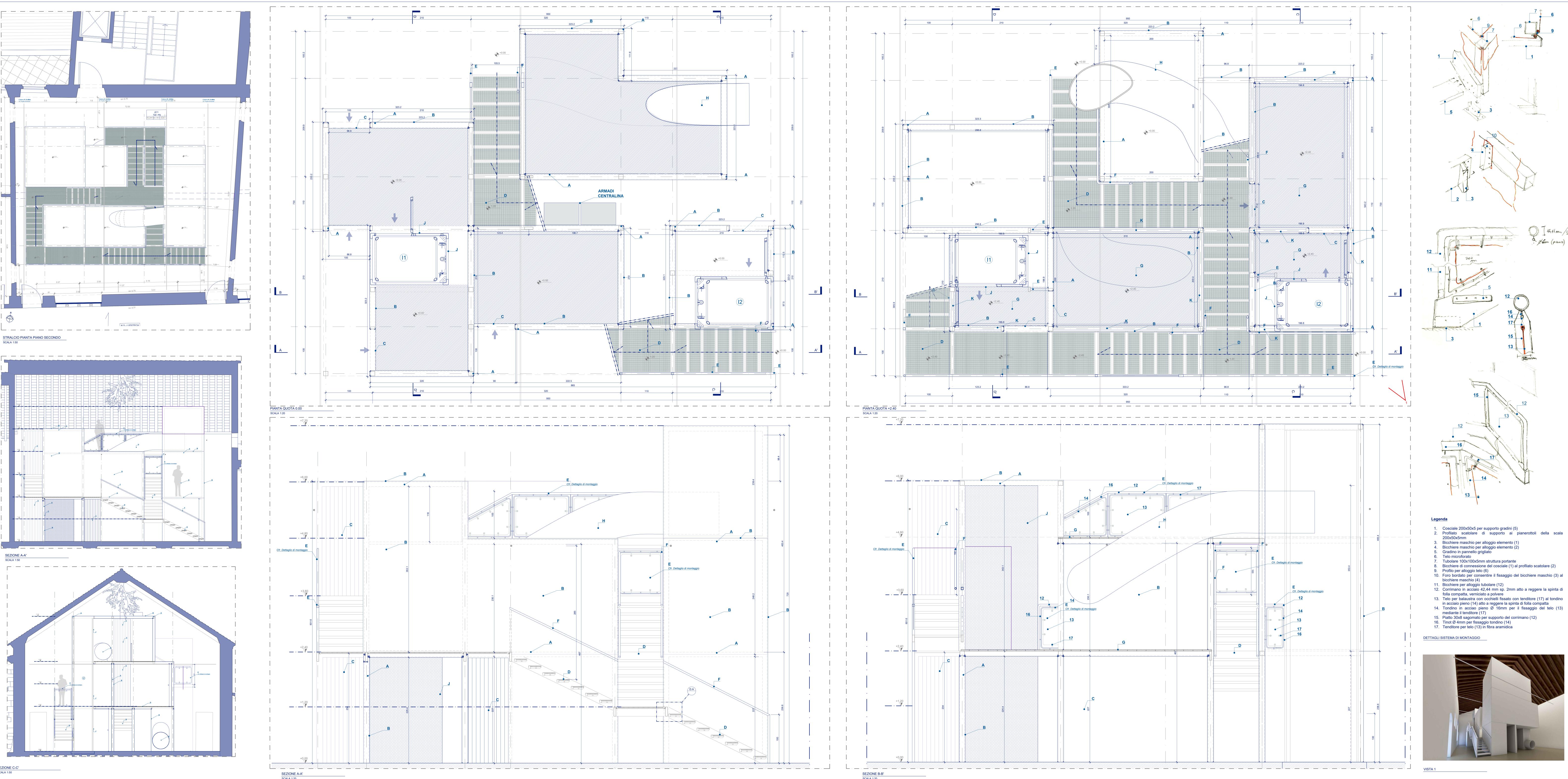
N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
97	25.A54.A15.010	Rifacimento di intonaco interno o esterno a rappezzi, compresi la preventiva rimozione della parte lesionata nonché la pulizia e il lavaggio del supporto, costituito da: - un primo strato dello spessore sino a cm. 3 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,80 m3 e da 0,3 ÷0,375 m3 di legante un secondo strato dello spessore di cm. 1 costituito da sabbia di fiume in ragione di 0,75 m3 al m3 di impasto e da 0,5 m3 di legante. Eseguito completamente a mano su murature di pietrame o mattoni.Escluso lo strato di finitura. Misurazione minima 0,25 m2 per rappezzo con legante di grassello di calce				
		parete levante				
		20,56 parete ponente		20,56		
		15,58		15,58		
			m²	36,14	107,87	3.898,42
98	01.A05.E10.010	Realizzazione di ancoraggio strutturale di nuovi elementi portanti in cemento armato su murature e diaframmi murali esistenti, consistente nell'esecuzione di perforazione a rotopercussione, con punte elicoidali con testa in widia o materiali equivalenti, con un diametro sino a 40 mm per una profondità pari a circa i 2/3 dello spessore della muratura perforata, compresa l'accurata pulizia del foro con l'aspirazione forzata della polvere e dei detriti della foratura eseguita, la fornitura in opera di uno spezzone di barre in acciaio certificato, ad aderenza migliorata fino a 20 mm di diametro e per una lunghezza minima pari a cinquanta volte il diametro del tondino utilizzato, secondo gli schemi di progetto; il successivo inghisaggio è ottenuto mediante riempimento a rifiuto del foro praticato per la sua intera lunghezza con ancorante chimico ad iniezione a base di resina epossidica-acrilata bicomponente certificato e l'introduzione del bolzone metallico come da schema di progetto. Compresa ogni altra opera accessoria. Per ogni singolo ancoraggio eseguito successivamente al primo				
		parete levante 34		34,00		
		parete ponente		04,00		
		24		24,00	05.00	4 507 40
			cad	58,00	25,99	1.507,42
99	NP-S12-pareti snelle	Fornitura e posa tessuto uniassiale in fibra di carbonio grammatura 600/mq ti po MAPEWRAP C UNI-AX600/20 della MAPEI (O EQUIVALENTI)				
		18,94		18,9400		
			m²	18,9400	391,18	7.408,95
100	NP-S13-pareti snelle	Fornitura e posa tessuto uniassiale in fibra di carbonio grammatura 600/mq ti po MAPEWRAP C UNI-AX600/20 della MAPEI (O EQUIVALENTI) - strato successivo al primo 18,94	m²	18,9400 18,9400	282,93	5.358,69

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
101	25.A37.A05.010	Carpenteria metallica per piccole strutture in acciaio, travi, pilastri, puntoni e simili in profilati NP, IPE, HE (S235JR) in opera compreso il fissaggio a murature o l'unione saldata o				
		imbullonata ad altre strutture metalliche ecc, esclusa la sola formazione delle sedi di appoggio murarie.				
		nuovi profilati cons. solaio di sostegno HEB 120 984,16		984,16		
			Kg	984,16	5,33	5.245,57
400	CTD OF VAD	CTD OF IN DETDAZIONE				
102	STR-05-VAR-	STR-05- IN DETRAZIONE		-1,0000		
			corpo	-1,0000	18.763,33	-18.763,33
		Totale SALA A11				10.506,27
		Totale A.1.4. OPERE STRUTTURALI				-8.844,26
		A.1.6. IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI				·
		IE - IMPIANTO DI TRASMISSIONE DATI				
		OS19-Impianti di reti di telecomunicazione e di trasmissione dati				
103	IMPIANTO TRASMISSIONE DAT	Provvista e posa in opera n.22 Access Point mod. Aruba AP-303 o similari come da offerta 29.11.2021 della ditta appaltatrice in sostituzione dell'art. NP.IE.050 a progetto.				
		1		1,0000		
			corpo	1,0000	5.625,00	5.625,00
104	NP.IE.050	Fornitura e posa in opera Antenna Wi-Fi per access point Wi-Fi Wireless. Compreso alimentazione elettrica ed ogni onere e magistero per dare il lavoro finito a perfetta regola dell'arte. Conforme alle prescrizioni di cui al D.M. 11/01/2017 (Criteri Ambientali Minimi).				
		-22		-22,0000	447.07	0.000.04
			corpo	-22,0000	147,27	-3.239,94
		Totale IE - IMPIANTO DI TRASMISSIONE DATI				2.385,06
		Totale A.1.6. IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI				2.385,06
		TOTALE LAVORI A CORPO				142.449,17
		Per ribasso d'asta -25,500% su euro 142.449,17				-36.324,54
		TOTALE NETTO LAVORI A CORPO				106.124,63
						,,,,

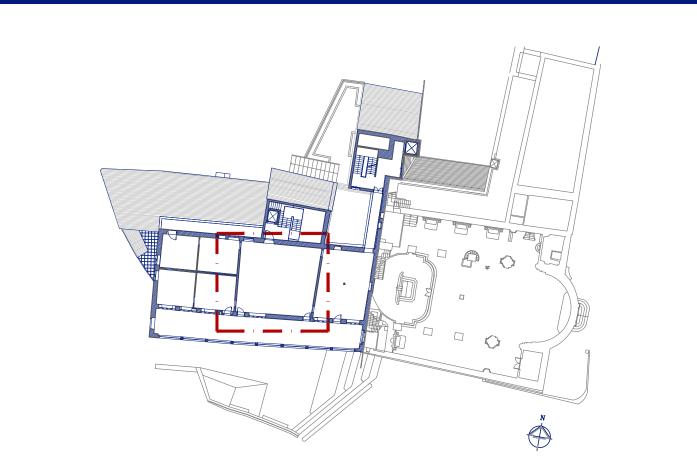
COMPUTO METRICO ESTIMATIVO lavori di variante

N.	Codice	Descrizione dei lavori e delle somministrazioni	Um	Qta	Prezzo	Importo Totale
		TOTALE PATTO CITTA' GENOVA				106.124,63
		LAVORI IN ECONOMIA ECONOMIE				
		Categoria lavoro non assegnata				
105	Lavori in economia L.E.	Lavori in economia				
		170000	h	170.000,00	1,00	170.000,00
		TOTALE ECONOMIE				170.000,00
		TOTALE LAVORI IN ECONOMIA				170.000,00
		TOTALE COMPLESSIVO				277.050,28



STRALCIO PIANTA PIANO SECONDO

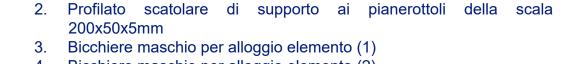
KEY-PLAN PIANO SECONDO scala 1/500



- B. Telo microforato opportunamente tesato e fissato ai profili, atto a
- resistere alla spinta di folla compatta Telo microforato a tenda per accesso ai "cubi" Scala metallica realizzata con gradini e pianerottoli in pannelli
- . Balaustra realizzata con tubolari e teli occhiellati fissati alla
- F. Corrimano tubolare cfr. Dettagli sistema di montaggio
- G. Pavimento in pannelli multistrato di legno marino Okumè sp. 3 cm
- I2- Piattaforma elevatrice dim. pedana 920L x 1270P J. Rivestimento in lamiera di acciaio microforata tipo De Castelli K. Tubolare di sicurezza realizzata con profili scatolari quadrati

N.B Sono esclusi dalla fornitura perchè afferiscono al lotto 2 (Allestimento): Teli in PVC di rivestimento della struttura e delle balaustre compre i relativi sistemi di fissaggio, opportunamente sagomati (per l'innesto di strutture o per l'accesso ai cubi)e stampati con le grafiche di

> Tutti gli apparati multimediali di allestiento (proiettori, monitor, colonnine interattive ecc.)



- 4. Bicchiere maschio per alloggio elemento (2) 5. Gradino in pannello grigliato
- 8. Bicchiere di connessione del cosciale (1) al profilato scatolare (2) 9. Profilo per alloggio telo (6)
- bicchiere maschio (4) 11. Bicchiere per alloggio tubolare (12)
- 12. Corrimano in acciaio 42,44 mm sp. 2mm atto a reggere la spinta di folla compatta, verniciato a polvere
- in acciaio pieno (14) atto a reggere la spinta di folla compatta 14. Tondino in acciao pieno Ø 16mm per il fissaggio del telo (13)
- mediante il tenditore (17) 15. Piatto 30x8 sagomato per supporto del corrimano (12) 16. Tinot Ø 4mm per fissaggio tondino (14)



resp. integrazioni specialistiche e coordinamento: arch. Francesco Felice BUONFANTINO arch. Federica DE STEFANO rapporti con gli enti e supporto al coordinamento: arch. Andrea MARTINUZZI tecnologie per l'allestimento museografico:

☐ PROGETTO DEFINITIVO

, \\ | ∩ ∩ | ∩ GNOSIS progetti

via medina 40 |80133 | napoli +39 081 5523312

arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere

dott. Pierangelo Campodonico | direzione scientifica progetto espositivo

progetti corso alcide de gasperi 278 |70125|bari gnosis@gnosis.it www.gnosis.it www.gnosis.it ing. Riccardo AUTIERI responsabile impianti mecca ing. Enrico LANZILLO responsabile impianti meccanici: responsabile impianti elettrici: ing. Antonio PERILLO responsabile geologia: geol. Antonio RIVIELLO responsabile sicurezza: arch. Francesco F. BUONFANTINO consulenza scientifica restauro architettonico: prof.arch. Renata PICONE consulenza scientifica diagnosi energetica: arch. Tiziana D'ANIELLO

arch. Francesco F. BUONFANTINO

responsabile architettura:

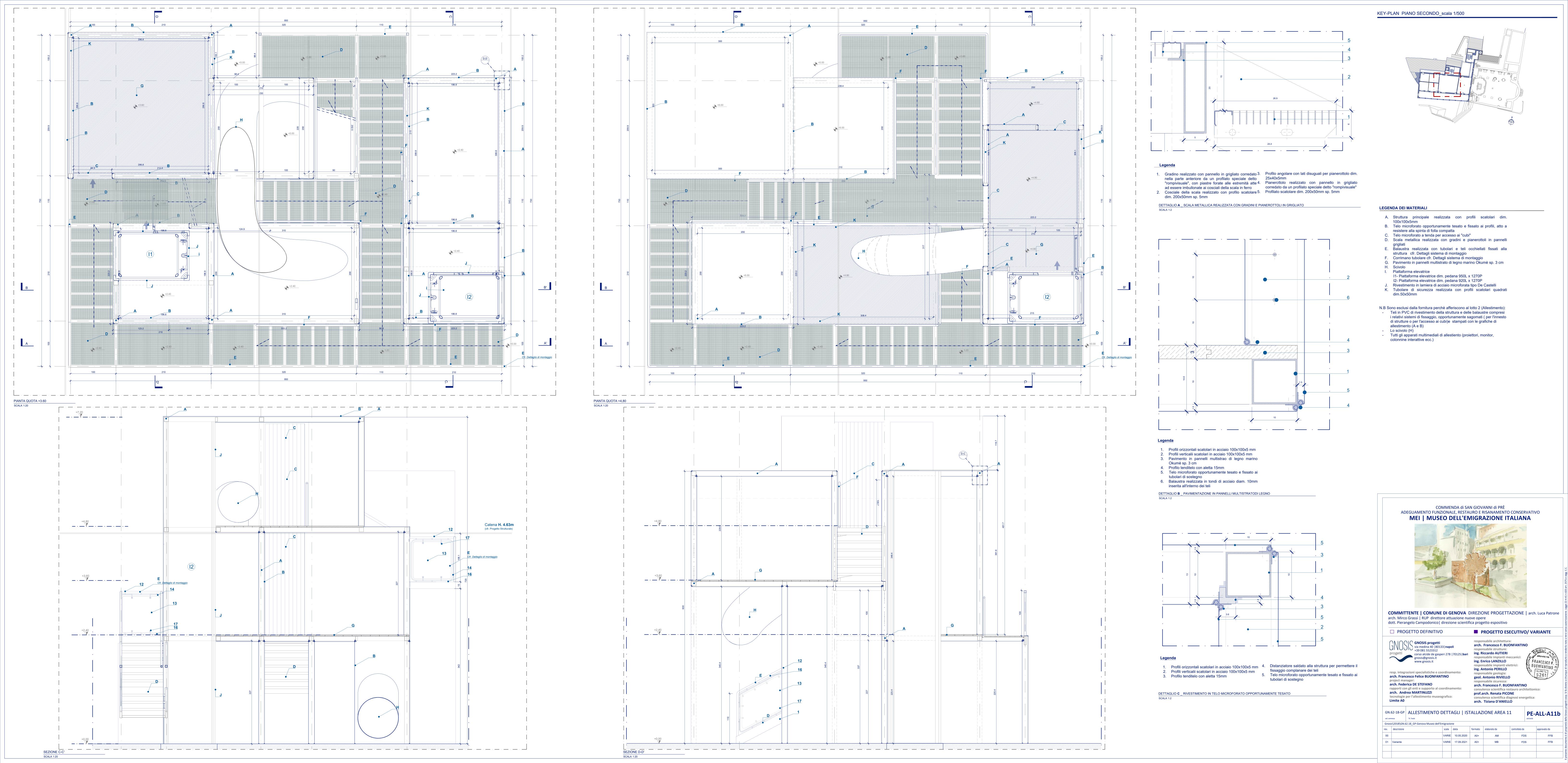
■ PROGETTO ESECUTIVO/ VARIANTE

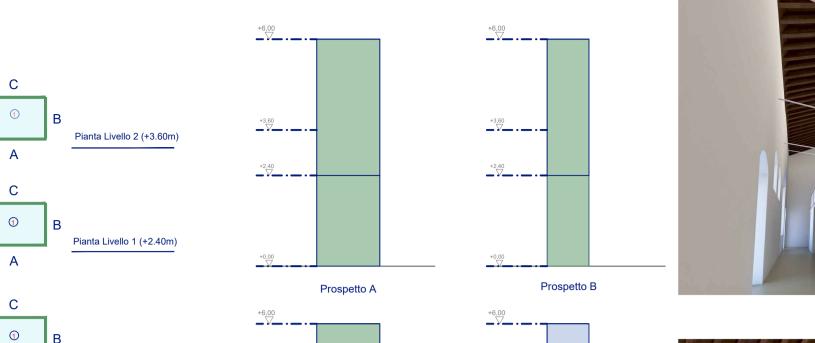
GN.62-18-GP ALLESTIMENTO DETTAGLI | ISTALLAZIONE AREA 11 | PE-ALL-A11a |

COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ

COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone

Gnosis\2018\GN.62.18_GP-Genova Museo dell'Emigrazione rev. descrizione scala data formato elaborato da controllato da approvato da





∇._.

Ÿ._._

-√. - . - . - . -

-∇-----

~.—.—.

<u>~.</u>_._.

▽.....

Prospetto C

Prospetto C

+2,40

+7,20

~·-·-

-√-----

-√-----

Prospetto B

Prospetto D

Prospetto D

Rivestimento in lamiera di acciaio microforata

tipo De Castelli

Lastra in cartongesso

ELEVATORE 1- SCHEMA FINITURE

Pianta Livello 0 (+1.20m)

Rivestimento in lamiera di acciaio microforata

tipo De Castelli

Lastra in cartongesso

SCALA 1:100

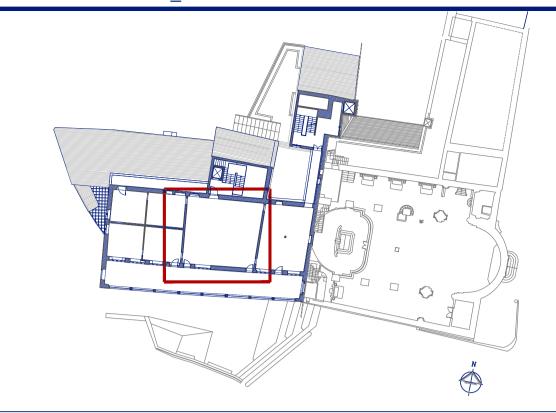






VISTE DI PROGETTO

KEY-PLAN PIANO SECONDO_scala 1/500



COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO MEI | MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA



COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere dott. Pierangelo Campodonico | direzione scientifica progetto espositivo

☐ PROGETTO DEFINITIVO

○ | **○ GNOSIS** progetti via medina 40 |80133 | **napoli** UI VUUIU +39 081 5523312 corso alcide de gasperi 278 | 70125 | bari

resp. integrazioni specialistiche e coordinamento: arch. Francesco Felice BUONFANTINO project manager:

arch. Federica DE STEFANO rapporti con gli enti e supporto al coordinamento: arch. Andrea MARTINUZZI tecnologie per l'allestimento museografico: Limite A0

responsabile architettura: arch. Francesco F. BUONFANTINO responsabile strutture: ing. Riccardo AUTIERI responsabile impianti meccanici: E FRANCESCO F. E. ing. Enrico LANZILLO 10 BUONFANTINO mi responsabile impianti elettrici: ing. Antonio PERILLO responsabile geologia: geol. Antonio RIVIELLO consulenza scientifica restauro architettonico:

■ PROGETTO ESECUTIVO/ VARIANTE

responsabile sicurezza: arch. Francesco F. BUONFANTINO prof.arch. Renata PICONE consulenza scientifica diagnosi energetica: arch. Tiziana D'ANIELLO

GN.62-18-GP | ALLESTIMENTO DETTAGLI | ISTALLAZIONE AREA 11 PE-ALL-A11c

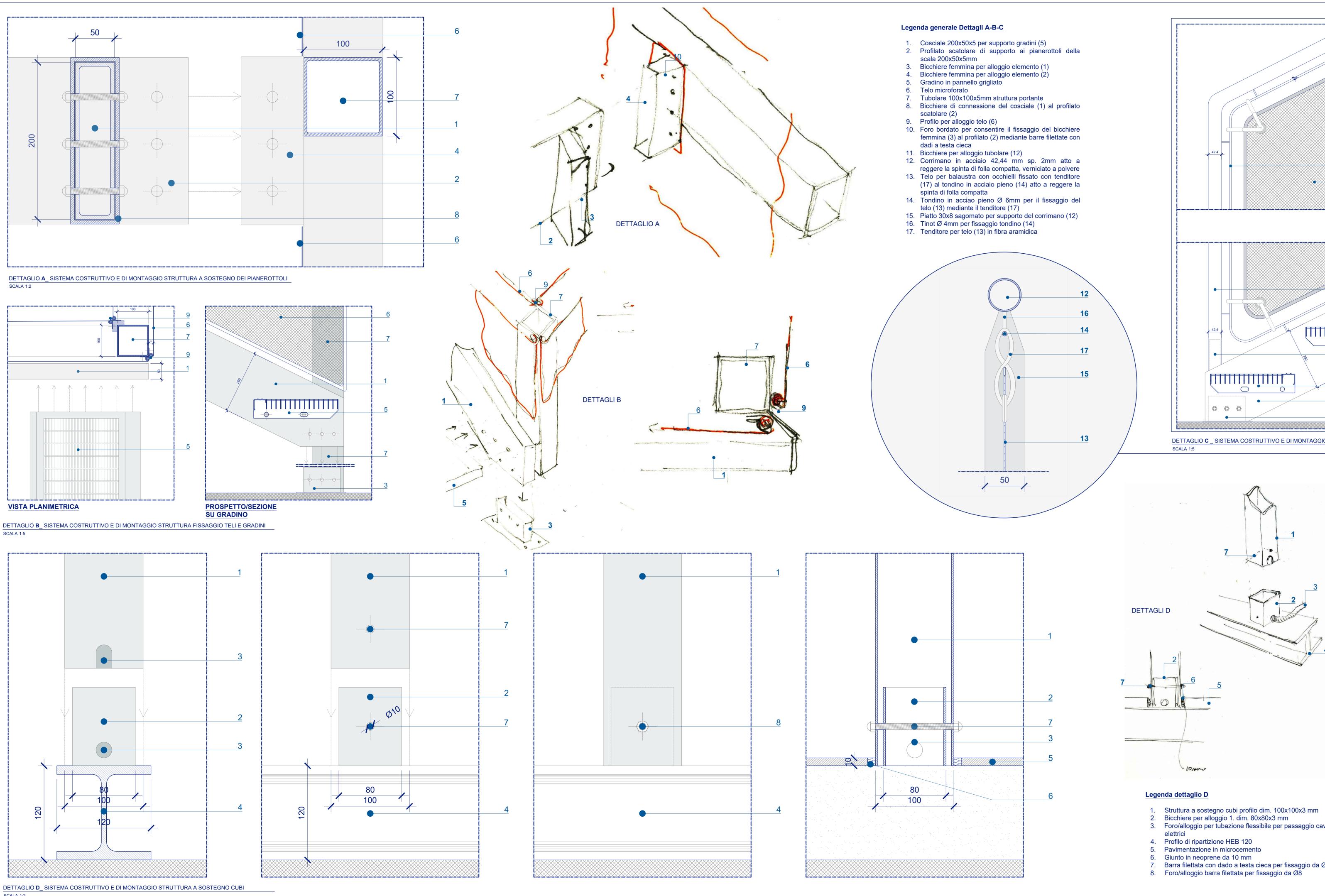
cod. commessa Tit. Tavola cod.tavola Gnosis\2018\GN.62.18_GP-Genova Museo dell'Emigrazione rev. descrizione formato elaborato da controllato da 1:100 | 17.09.2021 | A2+ FDS 00 Variante

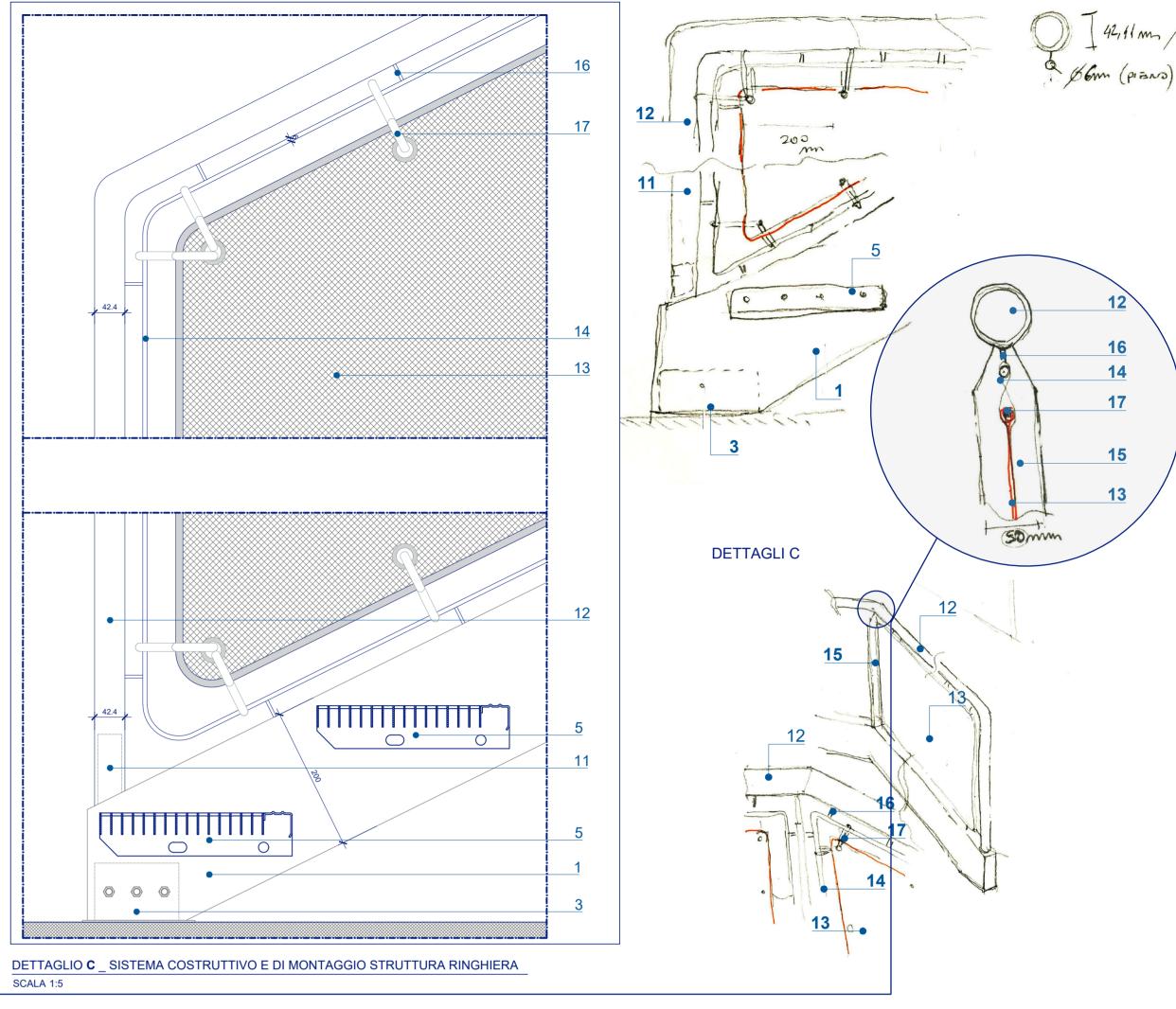
SCHEMA BALAUSTRE DI SICUREZZA CUBI SCALA 1:100

approvato da FFB

scatolari quadrati dim.50x50mm

Tubolare di sicurezza realizzata con profili ELEVATORE 2- SCHEMA FINITURE SCALA 1:100





COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ MEI | MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA



COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere dott. Pierangelo Campodonico | direzione scientifica progetto espositivo

☐ PROGETTO DEFINITIVO

■ PROGETTO ESECUTIVO



via medina 40 |80133 | napoli VIA III.Cu..... +39 081 5523312 corso alcide de gasperi 278 |70125|bari

resp. integrazioni specialistiche e coordinamento: arch. Francesco Felice BUONFANTINO project manager: arch. Federica DE STEFANO rapporti con gli enti e supporto al coordinamento: arch. Andrea MARTINUZZI

tecnologie per l'allestimento museografico:

responsabile architettura: arch. Francesco F. BUONFANTINO responsabile strutture: ing. Riccardo AUTIERI responsabile impianti meccanici: ing. Enrico LANZILLO Q BUONFANTINO F responsabile impianti elettrici: ing. Antonio PERILLO responsabile geologia: geol. Antonio RIVIELLO responsabile sicurezza: arch. Francesco F. BUONFANTINO consulenza scientifica restauro architettonico: prof.arch. Renata PICONE

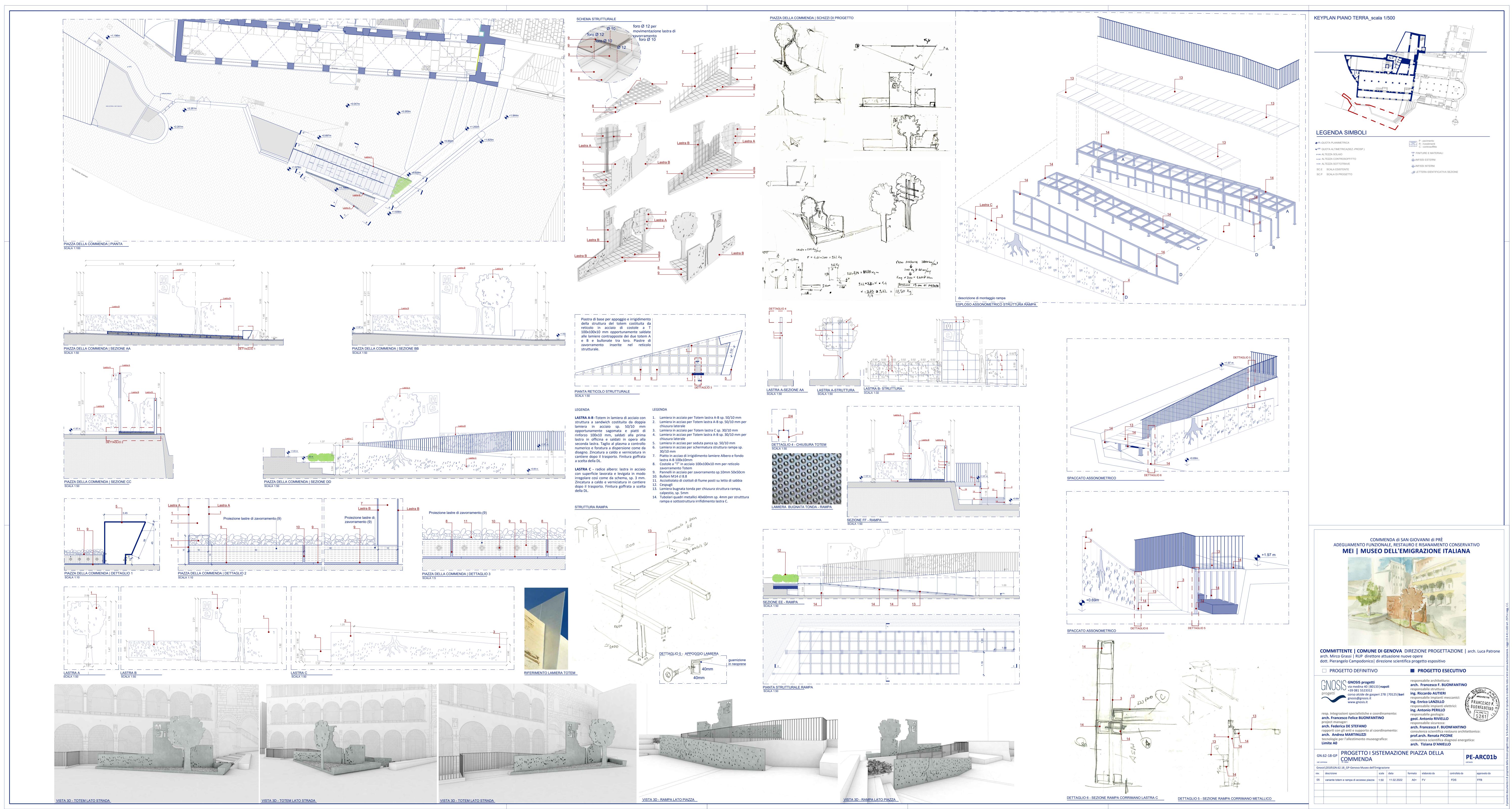
GN.62-18-GP DETTAGLI COSTRUTTIVI | INSTALLAZIONE AREA 11

arch. Tiziana D'ANIELLO PE-ALL-A11d

consulenza scientifica diagnosi energetica:

Gnosis\2018\GN.62.18_GP-Genova Museo dell'Emigrazione formato elaborato da controllato da approvato da VARIE 10.05.2020 A1+ FDS

- 3. Foro/alloggio per tubazione flessibile per passaggio cavi
- 6. Giunto in neoprene da 10 mm
- Barra filettata con dado a testa cieca per fissaggio da Ø8
- 8. Foro/alloggio barra filettata per fissaggio da Ø8



COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO

MEI | MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA



COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone

arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere dott. Pierangelo Campodonico | direzione scientifica progetto espositivo

PROGETTO DEFINITIVO

○ GNOSIS progetti

via medina 40 |80133 | napoli +39 081 5523312



resp. integrazioni specialistiche e coordinamento:

arch. Francesco Felice BUONFANTINO

project manager:

arch. Federica DE STEFANO

rapporti con gli enti e supporto al coordinamento:

arch. Andrea MARTINUZZI

tecnologie per l'allestimento museografico:

Limite A0

PROGETTO ESECUTIVO/ VARIANTE

responsabile architettura:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

responsabile strutture:

ing. Riccardo AUTIERI

responsabile impianti meccanici:

ing. Enrico LANZILLO

responsabile impianti elettrici:

ing. Antonio PERILLO

responsabile geologia:

geol. Antonio RIVIELLO

responsabile sicurezza:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

consulenza scientifica restauro architettonico:

prof.arch. Renata PICONE

consulenza scientifica diagnosi energetica:

arch. Tiziana D'ANIELLO

GN.62-18-GP

RELAZIONE ILLUSTRATIVA VARIANTE

cod. commessa

PE-G-REL-VAR

Gnosis\2018\GN.62.18	_GP-Genova	Museo	dell'Emigrazione
----------------------	------------	-------	------------------

GIIOSI	3 (2010 (014.02.10_01 -deflova ividseo dell'El	ingrazio	110				
rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
00	REV LOTTI FUNZIONALI		10.05.2020	A4	FDS	FDS	
01	VARIANTE		17.09.2021	A4	FDS	FDS	

Premessa

La redazione del presente progetto di VARIANTE è stata affidata alla Scrivente nel contesto dei lavori di "ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DEL MUSEO NAZIONALE DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA" (MEI) presso la Commenda di San Giovanni di Pré - LOTTO 1, a seguito delle osservazioni della Consulta per la tutela delle persone disabili, in merito all'accessibilità della Sala 11 "Labirinto". Questo ha reso necessaria una revisione della progettazione esecutiva di parte dell'allestimento museale, più precisamente di quella parte caratterizzata dai cosiddetti "Labirinto", apportando modifiche, seppure non sostanziali, al progetto approvato, incarico affidato alla Scrivente mediante contratto Prot. 15/09/2021.0325342.U

Concept allestimento

La Sala 11 del percorso espositivo del Mei - Museo Nazionale dell'Emigrazione italiana nasce come sezione immersiva e fortemente emotiva. I visitatori, dopo aver percorso le precedenti sezioni, in cui vengono presentate esperienze individuali degli emigranti del passato, possono sperimentare in prima persona, sulla loro pelle, cosa significhi emigrare. L'installazione in oggetto è situata nel grande salone del 2° piano della Commenda, e si ispira direttamente a una teoria della museografia anglosassone, quella del *in his shoes*.

Il Visitatore si troverà nel "museo che non ti aspetti", dove è chiamato a diventare esso stesso "migrante" e ad affrontare situazioni di difficoltà e di "sradicamento".

Il 2° piano si presenta infatti come il "centro emotivo" della visita museale ed il tema dello sradicamento viene qui evocato attraverso l'esperienza di trovarsi in un 'labirinto', dove si è rimbalzati da una situazione all'altra, dove si è posti continuamente alla prova, attraverso domande pressanti in una lingua diversa dalla propria, a cui si deve rispondere per proseguire.

Il "Labirinto", perciò, è un segno molto forte dell'allestimento, non nel senso del disorientamento fisico (che sarebbe contrario ad ogni buona pratica di allestimento museale), ma nel senso dello spaesamento emotivo: si tratta di una struttura formata

da cubicoli dove il visitatore entra e si trova di fronte a domande, a situazioni che lo mettono a disagio e dove deve scegliere.

La visita ai piani inferiori ha preparato il visitatore, mostrandogli il background dell'emigrazione (le ragioni della partenza, le modalità della stessa, le mete del viaggio) e lo ha fatto entrare in uno stato che gli permette adesso di essere empaticamente ricettivo, di mettersi in gioco. L'obiettivo, a questo preciso punto del percorso espositivo è trasformare il visitatore in emigrante, al di là del pietismo o di un'osservazione dall'esterno, è metterlo in his shoes, nelle scarpe (la condizione umana ed emotiva) del migrante.

La progettazione si è orientata verso la realizzazione di una struttura multilivello per due motivi, uno scenografico/architettonico e uno funzional/gestionale.

Il secondo piano della Commenda presenta infatti degli ambienti con soffitti di notevole altezza ma frammentati in stanze dalla estensione limitata. La struttura multilivello garantisce un impatto



visivo sviluppato in altezza, ritenuto – anche dalla Soprintendenza - in piena armonia con la struttura architettonica storica preesistente (tanto che tale allestimento progettuale è stato validato sia nel progetto definitivo

che in quello esecutivo), questo è, nella definizione dei Progettisti, "un grande ambiente a doppia altezza e lo sviluppo dell'installazione, costituita da una serie di cubi sovrapposti gli uni agli altri ne sfrutta il grande respiro spaziale. Entrando nel salone ci si troverà davanti ad una struttura costituita da una serie di cubi sovrapposti". Questi, a loro volta saranno sormontati da un segno visivo identitario, "le radici", collocate nel soffitto: palese elemento contraddittorio ma che vuole esprimere proprio il senso del "mondo a rovescio", descritto da gran parte della narrazione migrante.

Descrizione

Attraverso 7 postazioni multimediali *ogni visitatore*, senza distinzione di genere, età, lingua, condizione fisica, potrà infatti calarsi nell'esperienza dell'emigrante trovandosi a "vivere" alcune esperienze "tipo": dal dialogo con l'ufficio immigrazione ai colloqui di lavoro, passando per la ricerca di una abitazione, l'iscrizione dei figli a scuola, e il confronto con le forze dell'ordine.



Ogni postazione multimediale, al fine di garantire il massimo dell'accessibilità, sarà dotata di sottotitoli multilingue, incluso italiano per non udenti, attraverso caratteri ad alta leggibilità (font senza grazie, testo giustificato a sinistra, attenzione ai contrasti cromatici tra testo e sfondo) e postazioni audio direzionali.

Per tutti i contenuti video che prevedano un contenuto esplicativo o didascalico, la voce narrante sarà sempre accompagnata da sottotitoli anche in lingua italiana, per consentire la fruibilità dei contenuti da parte di visitatori non udenti. Sarà inoltre cura dell'azienda costruire lo storyboard in modo da evitare l'uso di deittici ed enfatizzare gli aspetti descrittivi, in modo che il voice over risulti comprensibile e godibile anche per i non vedenti.

Le postazioni saranno diversamente collocate nello spazio garantendo un'ampia funzionalità e saranno TUTTE raggiungibili sia attraverso il sistema di scale che mediante due elevatori oleodinamici, che consentiranno l'accesso alle persone diversamente abili, sia motorie che sensoriali, sia in carrozzina che in passeggino.

Al fine di garantire la massima inclusione, una postazione a livello del pavimento, esterna alla struttura dei cubi garantisce una fruizione confortevole a tutti i visitatori che non gradiscano sostare in spazi limitati e compressi, anche se sullo schermo passeranno gli stessi contenuti fruibili nei cubicoli.





Il complesso sistema di 7 cubicoli multimediali è dunque articolato su 4 livelli raggiungibili da scale, rampe ed elevatori.

Alla quota 0.00 sono allestiti 3 cubicoli e garantito l'accesso ai due elevatori che conducono alla quota +2.40, dove si articolano altri 2 cubicoli, al cubicolo della quota +3.60 ed alla quota +4.80 che permette l'affaccio in sala, la visita di un ultimo cubicolo e la discesa attraverso lo scivolo, di seguito descritto.

Ogni "cubicolo" avrà un grande monitor centrale nel quale appariranno attori che assumeranno ruoli diversi. Come in un "libro-game" il Visitatore si troverà davanti a delle opzioni che gli verranno proposte dal protagonista (con la logica del quiz a risposta multipla); una colonnina al centro della stanza ospita un lettore RFID e tre bottoni, che serviranno per selezionare la risposta e andare avanti (o essere bloccati) nel gioco. I cubicoli saranno caratterizzati da grafiche sia all'interno che all'esterno dei volumi e anche quelli destinati agli elevatori saranno "illustrati" mediante grafiche inerenti i contenuti scientifici propri della sezione espositiva.

I contenuti spaziano dal confronto con un ufficiale d'Immigrazione che potrebbe rifiutarti l'ingresso, ad un datore di lavoro o una padrona di casa che potrebbe concederti una camera in affitto, ma ti fa domande in una lingua che non padroneggi. E' in questa situazione che il Visitatore può provare il senso di "spaesamento".

Si potrà obiettare che indurre, nel Visitatore, una sorta di inquietudine, rappresentato dalla reazione emotiva di disagio alle domande e alle situazioni, va contro all'idea di Museo come luogo di "rassicurazione", di "piacevolezza" e di "diletto". Questo è vero, ma come confermano un numeroso insieme di siti museali approvati dall'International Council of Museum (ICOM) e in particolare dalla lega dei Sites of consciens, che vanno dall' Ellis Island Immigration Museum, al Bois de Caziers Museum (Marcinelle), al Memoriale delle Twin Tower, all' Human Right Center di Atlanta, i musei storici che affrontano argomenti "dolenti" come l'emigrazione, l'emarginazione, particolari tragedie collettive – come l'11 settembre 2001 - la segregazione razziale, il genocidio, sono titolati ad utilizzare strumenti e modalità finalizzate a "inquietare" e fare riflettere i Visitatori.

Per tutti i contenuti video e le postazioni immersive, dove il visitatore è circondato da suoni e immagini in movimento, si prevede l'inserimento di un pannello di avviso che renda noto al visitatore che sta per entrare in un'area di sovraccarico sensoriale, a beneficio di coloro che desiderino evitare questo tipo di esperienze (e.g. visitatori che si collochino nello spettro dell'autismo).



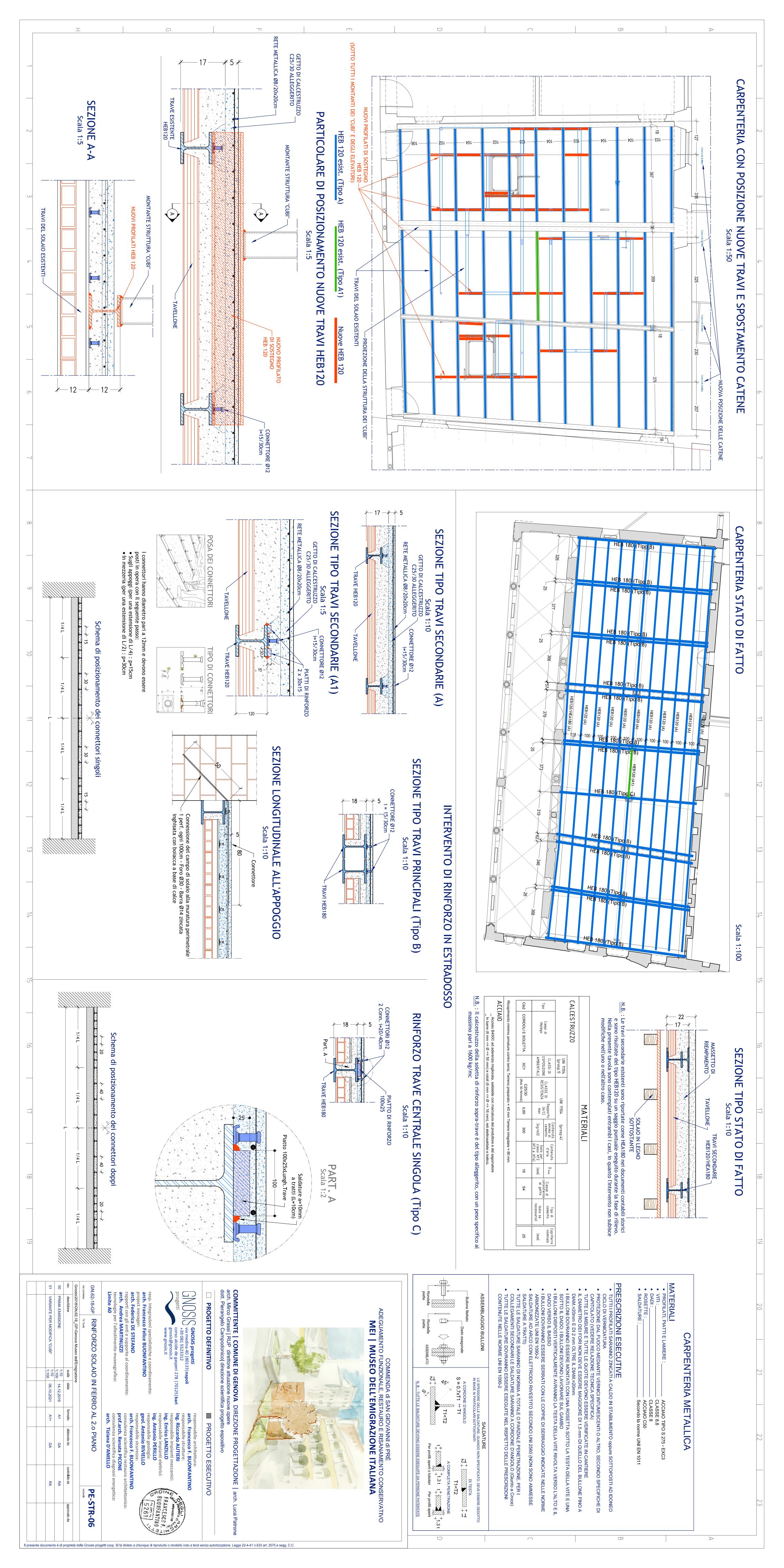


Nelle intenzioni dei progettisti, la visita a questa sezione può terminare con l'attraversamento di uno "scivolo" che sintetizzerà l'esperienza complessiva dell'installazione, anch'esso raggiungibile mediante l'elevatore: il visitatore, secondo

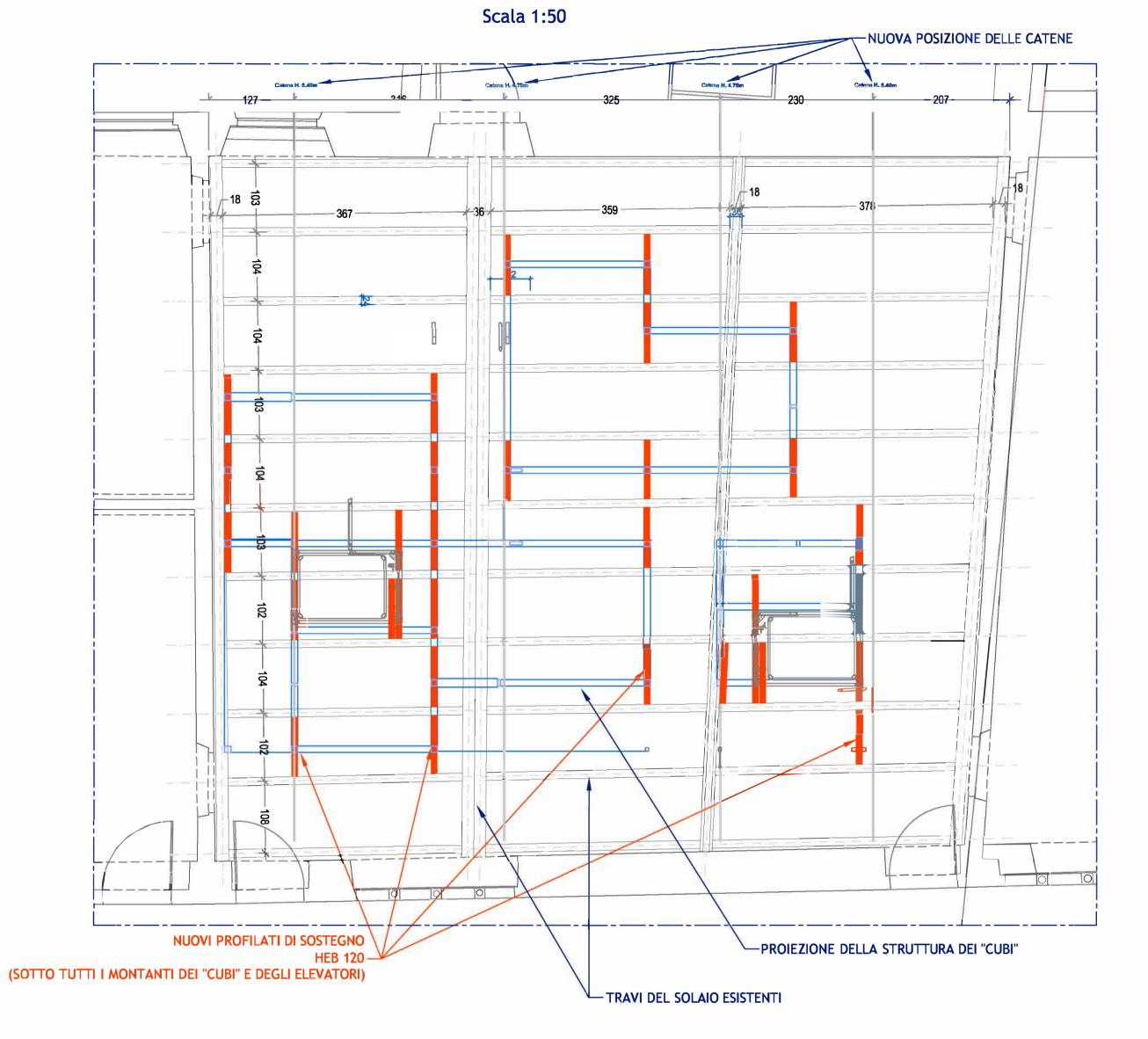
il progetto, scivolerà lentamente nel tubo scuro (perché *buia* era la prospettiva di chi lasciava la propria terra), vivendo come flash le immagini proposte lungo il percorso. Questi flash riproporranno, quasi in una dimensione subliminale, le immagini e i suoni che il migrante, strappato alla propria terra, "subiva" appena giunto alla nuova destinazione.

Si tratta dunque di un'esperienza di visita molto intensa, che riproporrà nella dimensione del *role game* ed in quella dello "scivolo" ciò che hanno vissuto e vivono gli emigranti: paura dell'ignoto, meraviglia, curiosità, impotenza, solitudine, autocommiserazione. In poche parole: lo sradicamento dell'anima.

Si confida di aver dimostrato che il progetto in esame prevede tutti gli accorgimenti necessari alla fruibilità piena del Museo dalle persone diversamente abili, sia motorie che sensoriali. Oltre agli interventi architettonici/edili per il superamento delle barriere architettoniche, finalizzate all'accessibilità per i disabili in carrozzina, gli anziani con carrello e anche le famiglie con bimbi in passeggino, il progetto di allestimento tutto è concepito per offrire all'intero pubblico la possibilità di accedere al Museo abbattendo dunque non solo le barriere architettoniche, ma anche quelle sensoriali e valorizzando le buone pratiche rivolte all'inclusione.



CARPENTERIA CON POSIZIONE NUOVE TRAVI E SPOSTAMENTO CATENE

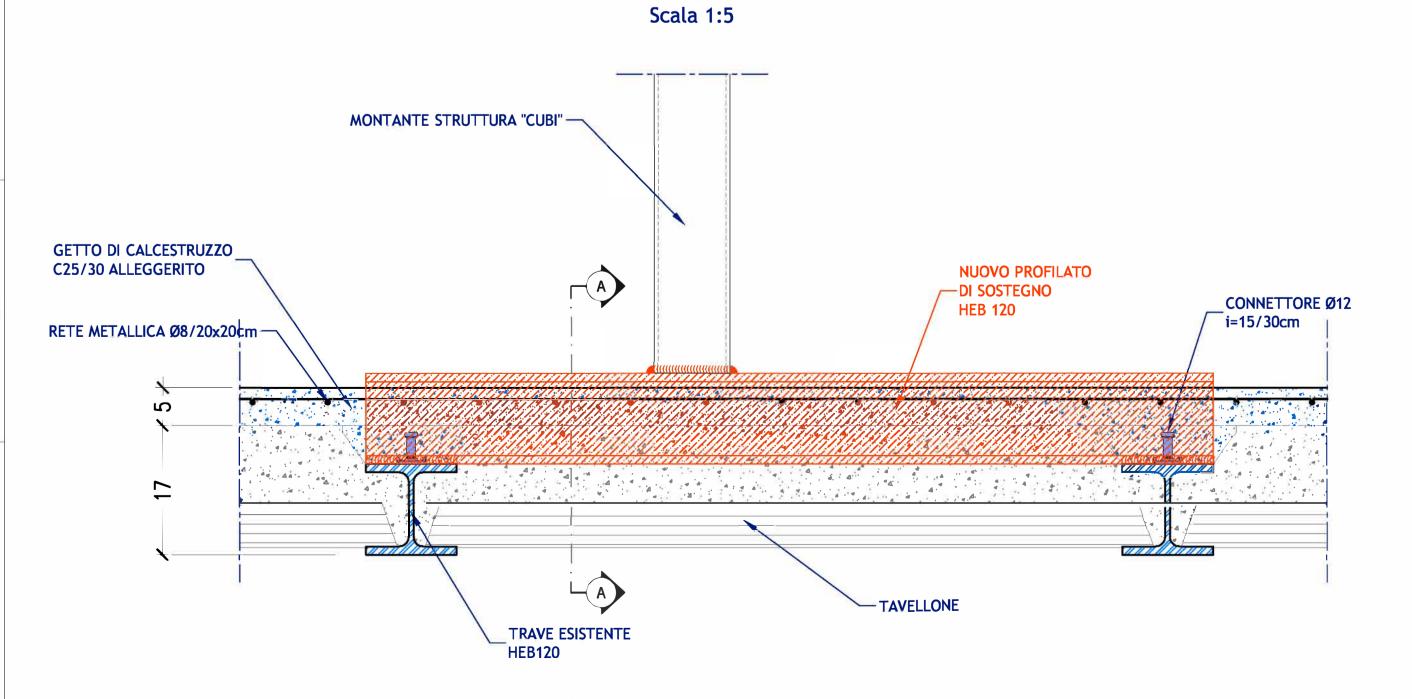


SEZIONE TIPO STATO DI FATTO Scala 1:10 MASSETTO DI TRAVI SECONDARIE HEB120 SOLAIO IN LEGNO SOTTOSTANTE

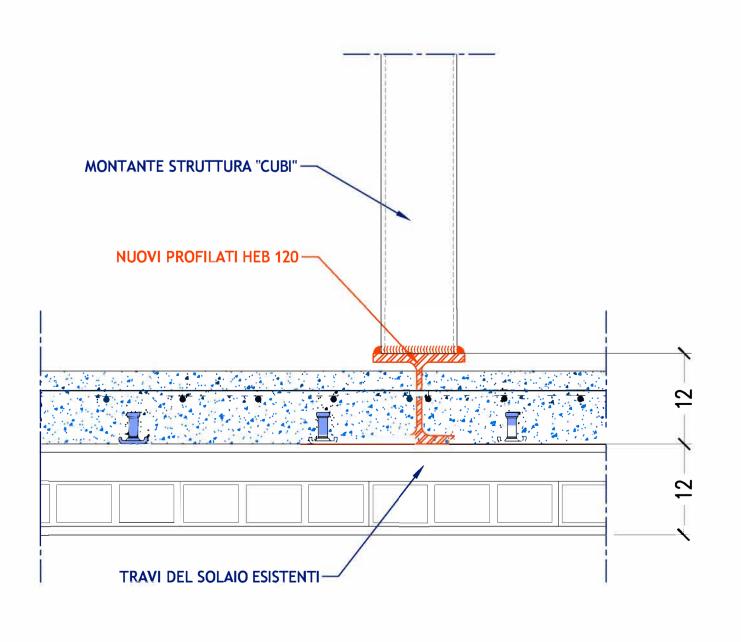
ALCES	CTD11770			MAI	ERIAL					
	SIKULLU									
		UNI 11104 (prosp.1)	UN	NI 11104	(prosp.4)					
	Campi di	CLASSI DI	CLASSE DI	Rapporto	Contenuto minimo di cemento	Contenuto d'aria	D max	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Copriferro nominale
⁻ іро	Impiego	ESPOSIZIONE AMBIENTALE	RESISTENZA	(A/C) max	[kg/m3]	(solo per classi XF2 XF3 e XF4)	[mm]	al getto	(solo se necessario)	[mm]
Cls2 CC	ORDOLI E SOLETTA	XC1	C25/30 (Rck 30 N/mm2)	0.60	300		16	S4		25

N.B.: Il calcestruzzo della soletta di rinforzo sopra-trave è del tipo alleggerito, con un peso specifico al massimo pari a 1600 kg/mc

PARTICOLARE DI POSIZIONAMENTO NUOVE TRAVI HEB120







CARPENTERIA METALLICA

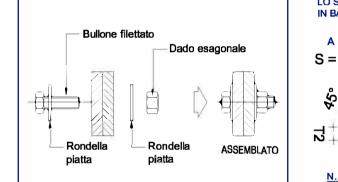
MATERIALI

PRESCRIZIONI ESECUTIVE

- TUTTI I PROFILATI SARANNO ZINCATI A CALDO IN STABILIMENTO oppure SOTTOPOSTI AD IDONEO CICLO DI VERNICIATURA
- PROTEZIONE DAL FUOCO MEDIANTE VERNICI INTUMESCENTI O ALTRO, SECONDO SPECIFICHE DI
- CAPITOLATO (VEDERE RELAZIONE TECNICA SPECIFICA)

 TUTTE LE MISURE E TUTTE LE QUOTE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN CANTIERE
- IL DIAMETRO DEI FORI NON DEVE ESSERE MAGGIORE DI 1,5 mm DI QUELLO DEL BULLONE FINO A
- DIAM.=20mm E DI 2 mm OLTRE IL DIAM.=20mm
- I BULLONI DOVRANNO ESSERE MONTATI CON UNA ROSETTA SOTTO LA TESTA DELLA VITE E UNA
 SOTTO IL DADOLI BULLONI DEVONO LA VODADE SUIL CAMPO.
- SOTTO IL DADO; I BULLONI DEVONO LAVORARE SUL GAMBO
- I BULLONI DISPOSTI VERTICALMENTE AVRANNO LA TESTA DELLA VITE RIVOLTA VERSO L'ALTO E IL
- DADO VERSO IL BASSO
- I BULLONI DOVRANNO ESSERE SERRATI CON LE COPPIE DI SERRAGGIO INDICATE NELLE NORME ARMONIZZATE UNI EN 1090-2
- SALDATURE AD ARCO CON ELETTRODO RIVESTITO SECONDO UNI 2560 (NON SONO AMMESSE
- SALDATURE A TRATTI)
- TUTTE LE SALDATURE SARANNO DI NORMA A TOTALE O PARZIALE PENETRAZIONE. PER I COLLEGAMENTI SECONDARI LE SALDATURE SARANNO A CORDONE D'ANGOLO (Giunto a Croce)
- TUTTE LE SALDATURE DOVRANNO ESSERE ESEGUITE NEL RISPETTO DELLE PRESCRIZIONI
- TUTTE LE SALDATURE DOVRANNO ESSERE ESEGUITE NEL RISPETTO DELLE PRESCRI CONTENUTE NELLE NORME UNI EN 1090-2





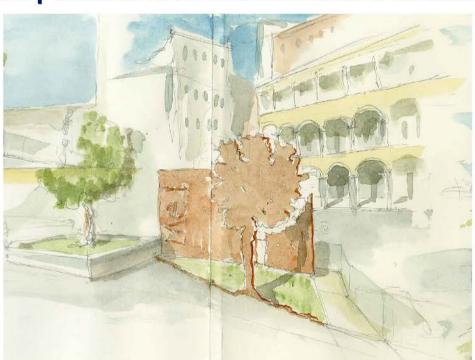


SALDATURE

COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ

ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO

MEI | MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA



COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere

dott. Pierangelo Campodonico | direzione scientifica progetto espositivo

□ PROGETTO DEFINITIVO



GNOSIS progetti
via medina 40 |80133|napoli
+39 081 5523312
corso alcide de gasperi 278 |70125|bari
gnosis@gnosis.it
www.gnosis.it

resp. integrazioni specialistiche e coordinamento: arch. Francesco Felice BUONFANTINO project manager: arch. Federica DE STEFANO

rapporti con gli enti e supporto al coordinamento: arch. Andrea MARTINUZZI tecnologie per l'allestimento museografico:

tecnologie per l' Limite A0 PROGETTO ESECUTIVO/ VARIANTE

responsabile architettura: arch. Francesco F. BUONFANTINO responsabile strutture: ing. Riccardo AUTIERI

responsabile impianti meccanici:
ing. Enrico LANZILLO
responsabile impianti elettrici:
ing. Antonio PERILLO
responsabile geologia:
geol. Antonio RIVIELLO

arch. Tiziana D'ANIELLO

responsabile sicurezza: arch. Francesco F. BUONFANTINO consulenza scientifica restauro architettonico

FRANCESCO F.

2 BUONFANTINO DI

consulenza scientifica restauro architettonico: prof.arch. Renata PICONE consulenza scientifica diagnosi energetica:

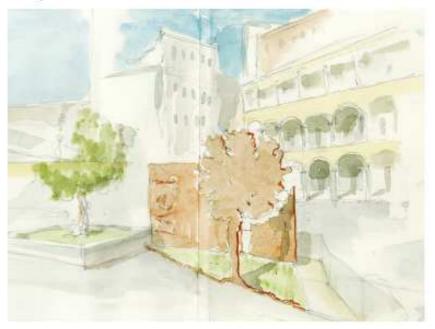
GN.62-18-GP STRUTTURA APPOGGIO LABIRINTO
cod commessa Tit. Tavola

PE- STR-16
cod tavola

Gnos	is\2018\GN.62.18_GP-Genova	Museo dell'Emigrazio	ne				
rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
01	VARIANTE	1:20	17.09.2021	A1+	RA	RA	
<u> </u>			8		0		
						J.	

COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO

MEI | MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA



COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere dott. Plerangelo Campodonico direzione scientifica progetto espositivo

☐ PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO ESECUTIVO

GNOSIS progetti

via medina 40 |80133 |napoli

+39 081 5523312



corso alcide de gasperi 278 | 70125 | bari gnosis@gnosis.it www.gnosis.it

resp. integrazioni specialistiche e coordinamento:

arch, Francesco Felice BUONFANTINO

project manager:

arch. Federica DE STEFANO

rapporti con gli enti e supporto al coordinamento:

arch. Andrea MARTINUZZI

tecnologie per l'allestimento museografico:

Limite A0

responsabile architettura:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

responsabile strutture:

ing. Riccardo AUTIERI

responsabile implanti meccanici:

ing. Enrico LANZILLO

responsabile impianti elettrici:

ing. Antonio PERILLO

responsabile geologia:

geol. Antonio RIVIELLO

responsabile sicurezza:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

consulenza scientifica restauro architettonico:

prof.arch. Renata PICONE

consulenza scientifica diagnosi energetica:

arch. Tiziana D'ANIELLO

GN.62-18-GP

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE

G. Teolo

PE-STR-R01

UONFANTINO

Gnosis'2018'GN.62.18_GP-Genova Museo dell'Emigrazione

mv.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
00	PRIMA EMISSIONE	_	14.12.2019	A4	GA	RA	
01	VARIANTE PER MODIFICA "CUBI"		06.10.2021	A4	GA	RA	

SI to divisio a chunque di dordanto o renderlo noto a terzi senza audorizzadone. Legge 22-4-ti n.633 art. 2575 e segg ento è di proprietà della Gnosis

Capitolo: PREMESSA

SOMMARIO

1)	PREMESSA	6
2)	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	9
3)	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA DELLA STRUTTURA	10
	3.1 Problema statico	10
	3.1.1Procedura operativa	10
	3.2 Problema sismico	11
	3.2.1Procedura operativa	11
	3.2.2Determinazione degli indicatori di rischio (I _R)	11
	3.3 Prestazioni della struttura e valutazione dell'intervento	12
4)	INQUADRAMENTO SISMO-STRUTTURALE DEL SITO	14
	4.1 Sismicità del Comune di Genova	14
	4.2 Azione sismica di progetto (Microzonazione Sismica di III Livello)	20
5)	DESCRIZIONE DEL MANUFATTO E DELLE STRUTTURE ESISTENTI	24
	5.1 Configurazione generale	24
	5.2 Elementi strutturali	25
	5.2.1Murature	25
	5.2.2Volte al piano terra e primo piano	26
	5.2.3Solaio piano al secondo livello	27
	5.2.4Tetto di copertura	27
	5.2.5Fondazioni	
	5.2.6 Quadro fessurativo	
6)	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI ESISTENTI	29
	6.1 Muratura esistente	29
	6.1.1Classificazione della muratura	29
	6.1.2Valori risultanti dalle indagini sull'edificio	29
	6.1.3 Valori utilizzati nei calcoli di verifica	34

	6.2	Elemen	ti in legno esistenti	38
		6.2.1Inda	gini eseguite	40
		6.2.2Valo	ori utilizzati nel calcolo	44
7)			STICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LE NUOVE STRUTTU	
PER R				• •
	7.1	Calcesti	´UZZO	47
	7.2	Acciaio	per c.a	48
	7.3	Acciaio	per carpenteria metallica	49
	7.4	Materia	li compositi per rinforzo murature	50
8)	CAR	RICHI		51
	8.1	Analisi	dei carichi permanenti unitari caratteristici	51
		8.1.1Sola	io intermedio in legno esistente	51
		8.1.2Sola	io terrazzo a sostegno UTA	52
		8.1.3Sola	io livello 2 rinforzato con travi in ferro	53
		8.1.4Cop	ertura in legno	54
		8.1.5Sola	io a volta	55
	8.2	Neve		56
	8.3	Vento		59
		8.3.1Velo	ocità base di riferimento	59
		8.3.2Velo	ocità di riferimento	60
		8.3.3Pres	sione e azione del vento	61
	8.4	Carichi	variabili di esercizio	66
		8.4.1Cari	chi da norma	66
		8.4.2Valu	itazione del sovraccarico per gli allestimenti del 2.o livello	68
	8.5	Combin	azioni di carico	71
9)	INT	ERVENT	I DI PROGETTO	75
10)	VAL	UTAZIO	NE DELLA SICUREZZA DELL'EDIFICIO	76
	10.1	ւFasi pro	gettuali per la valutazione della sicurezza (definizione di LC e Fc)	79
	10.2	2Classific	cazione dell'intervento	83
		10.2.1	Verifica della tipologia di intervento	84

	13.1.2	Numerazione maschi murari	200
	13.1.1	Schema grafico tridimensionale della struttura	199
	13.1 Dati di	ingresso	199
13)	SCHEMI GR	AFICI DEI DATI E RISULTATI DEL CALCOLO EDIFICIO II	N MURATURA198
	12.2.7	Verifiche di sicurezza degli elementi strutturali principali	196
	12.2.6	Tabulati di calcolo e verifica – Presentazione dei risultati	193
	12.2.5	Modello strutturale utilizzato nel codice di calcolo	186
	12.2.4	Metodologia di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati	184
	12.2.3	Azioni, condizioni e combinazioni di carico	184
	12.2.2	Modellazione tridimensionale della struttura muraria	182
	12.2.1	Verifiche della struttura in muratura	179
	12.2Verifica	globale dell'edificio	179
	12.1.2	Ulteriori parametri sismici	177
	12.1.1	Impostazione parametri sismici	172
	12.1DETER	MINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	171
12)	VALUTAZIO	ONE DELLA SICUREZZA SISMICA	171
	11.3.1	Verifiche dei maschi murari	
	11.3.1	Inviluppo delle sollecitazioni nelle murature	
	11.3.1	Schema tridimensionale della struttura	162
	11.3 Verifica	statica globale dell'edificio	162
	11.2.3	Verifica montanti e parapetti	
	11.2.2	Travi di sostegno montanti castelletto elevatori	154
	11.2.1	Struttura dei "cubi" e sottostante solaio	140
	11.2 Calcolo	e verifica della nuova installazione	139
	11.1.6	Verifica capochiave catena	
	11.1.5	Struttura nuove rampe e passerelle	
	11.1.4	Verifica travi di copertura	117
	11.1.3	Solaio terrazzo impianti	
	11.1.2	Rinforzo solaio in ferro del 2.0 livello	91
	11.1.1	Verifica delle volte in pietra e mattoni	85
	11.1 Verifica	degli elementi strutturali secondari	85
11)	VALUTAZIC	DNE DELLA SICUREZZA STATICA	85

	13.1.3	Carichi agenti	200
	13.2 Calcolo	dell'edificio ANTE-Operam (statica)	201
	13.2.1	Inviluppo delle sollecitazioni nelle murature	201
	13.2.2	Verifiche dei maschi murari	204
	13.3 Calcolo	dell'edificio POST-Operam (TR=200 anni)	208
	13.3.1	Inviluppi dinamici	208
	13.3.2	Inviluppo delle sollecitazioni nelle murature	210
	13.3.3	Verifiche dei maschi murari	213
	13.4 Valutaz	ione del miglioramento sismico	218
	13.4.1	Situazione ANTE-Operam	218
	13.4.2	Situazione POST-Operam	218
	13.4.3	Calcolo del miglioramento sismico e della vita residua	219
	13.5 Verifich	e locali dei meccanismi di danno delle murature	221
	13.5.1	Meccanismo di ribaltamento semplice di parete	222
14)	AFFIDABILI'	TA' DEL SOFTWARE UTILIZZATO	231
	14.1 Licenza	d'uso	231
	14.2 Affidab	ilità dei codici utilizzati	232
	14.3 Validaz	ione dei codici	233
	14.4Valutaz	ione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità .	234
15)	CONCLUSIO)NI	235

1) PREMESSA

Oggetto della presente relazione di calcolo è la Valutazione della Sicurezza Statica e Sismica dell'edificio della Commenda di San Giovanni di Prè, sito a Genova in Piazza della Commenda, da destinare a Museo Nazionale della Emigrazione Italiana.

Essendo l'immobile in esame soggetto a tutela come bene culturale, tale Valutazione della Sicurezza è condotta ai sensi del punto 8.3 delle Norme Tecniche delle Costruzioni (DM infrastrutture 17/01/2018), tenendo in debito conto di quanto riportato nelle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del Patrimonio Culturale (*Direttiva PCM 9/2/2011 - Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*)

L'immobile risale al 1100 ed è stato oggetto in passato di numerosi interventi di trasformazione e successiva rifunzionalizzazione, con i relativi interventi di risanamento statico.

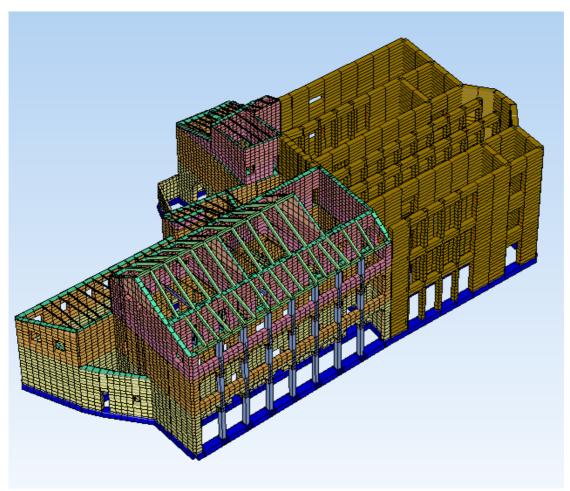
Gli interventi più recenti risalgono agli anni tra il '60 e il '90, eseguiti in collaborazione con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali e la competente Soprintendenza ai Beni Archeologici.

Gli interventi strutturali eseguiti allora riguardarono le murature in pietra, le coperture, alcuni orizzontamenti e, soprattutto, opere di sottofondazione.

Da quella data (inizi degli anni 90), i locali presenti nella struttura sono utilizzati come sale espositive e ancora più di recente come museo, conservando fino ad oggi tale destinazione d'uso.

Come sarà chiarito in seguito, ai sensi della normativa vigente (DM 17/01/2018), l'intervento da realizzare si inquadra nella categoria di "Riparazione o Intervento locale", in quanto esso riguarda "singole pari della struttura" e non modifica la rigidezza degli elementi strutturali e non ha indotto variazioni del comportamento globale della struttura, da prima a dopo l'intervento da eseguire, e non ha comportato una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

Dopo la verifica delle condizioni statiche dell'edificio è stata condotta anche una analisi globale della struttura, sottoposta alle forze sismiche, per valutare le condizioni nel pre e nel post intervento.



La modellazione spaziale del manufatto è stata eseguita considerando anche la presenza della parte di comparto edilizio adiacente alla Commenda vera e propria, in modo da valutare il comportamento dell'intera unità strutturale, soprattutto per le considerazioni di carattere sismico.

Nella fase attuale di progettazione, l'immobile è stato sottoposto ad una ampia campagna di indagini e saggi sulla struttura esistente e sui terreni di fondazione, i cui risultati sono riportati nei rapporti tecnici allegati e sono stati posti alla base delle valutazioni della presente fase progettuale.

E' stato, quindi, approfondito lo stato di conoscenza della struttura in termini di verifica della storia dell'edificio dal punto di vista strutturale, di conoscenza del sistema strutturale e dei particolari costruttivi presenti e di esecuzione di saggi materici sulle murature e sondaggi non distruttivi, al fine di definire gli opportuni interventi di ripristino e rinforzo da realizzare.

Capitolo: PREMESSA

Essendo l'intero complesso soggetto a tutela, gli interventi previsti devono soddisfare le prescrizioni e le indicazioni fornite dalla Soprintendenza, anche in fase diagnostica, fermo restando l'esigenza, dal punto di vista strutturale, di ottemperare al ripristino statico del bene e a garantire la sicurezza a seguito della nuova funzione che andrà realizzata.

La permanenza della medesima destinazione d'uso (museale) ha consentito di limitare gli interventi a ripristini e rinforzi puntuali, relativi in particolare alle zone soggette ad una diversa distribuzione interna.

In sintesi si prevedono i sequenti interventi strutturali:

- Chiusura del solaio di copertura de bagno dipendenti lato ovest dell'edificio
- Nuova scala piano terra/ammezzato
- Nuove rampe per abbattimento barriere architettoniche piano primo
- Consolidamento solaio sale del secondo piano
- Rinforzo murature trasversali del secondo piano
- Eliminazione dei cinematismi delle pareti longitudinali del secondo piano con inserimento di nuove catene e rinforzo sommitale delle pareti
- Consolidamento del solaio del terrazzo a sostegno delle attrezzature impiantistiche
- Struttura di sostegno dei serramenti di chiusura del loggiato

In definitiva, la presente relazione riporta la valutazione delle condizioni statiche e del livello di vulnerabilità sismica del manufatto in esame relativamente alle condizioni ante intervento.

Le verifiche sono state eseguite con riferimento ai metodi e ai procedimenti previsti dalle NTC (Norme tecniche per le Costruzioni) di cui al DM 17/01/2018.

Le analisi sismiche sono state eseguite valutando il comportamento dell'edificio sia a livello globale, mediante analisi dinamiche lineari, che a livello locale studiando i cinematismi relativi ai meccanismi di collasso maggiormente significativi. Ciò sia nelle condizioni attuali che a seguito degli interventi di miglioramento sismico (ai sensi del par. 8.4 delle NTC) come individuati in questa fase di progettazione.

Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

2) NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

I calcoli di dimensionamento e di verifica delle strutture sono stati condotti sulla scorta della normativa attualmente vigente, contemplata nel Testo Unico:

Legge 5 Novembre 1971, n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge 2 Febbraio 1974, n. 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture

Norme Tecniche per le Costruzioni

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7

Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

DIRETTIVA PCM 9/2/2011

Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008

3) CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA DELLA STRUTTURA

Nella presente relazione saranno descritti i criteri fondamentali per la valutazione della sicurezza del manufatto esistente in muratura, con le verifiche locali degli elementi strutturali secondari, che devono soddisfare le verifiche statiche previste dalla normativa tecnica vigente; saranno eseguite anche alcune verifiche locali sulle murature soggette a potenziali meccanismi (cinematismi di facciata), tra quelli più significativi, con una analisi cinematica lineare.

A completamento della valutazione della sicurezza del manufatto sarà redatta la relazione di calcolo dell'intero fabbricato spaziale esistente, sia in termini di azioni statiche (per le quali devono essere soddisfatte le verifiche richieste dalla normativa) che in termini di capacità ad assorbire le azioni orizzontali di natura sismica (per la quale sarà verificato il livello di miglioramento sismico ottenuto con l'intervento proposto).

3.1 Problema statico

Prioritariamente la valutazione della sicurezza sarà effettuata nei confronti della capacità portante degli elementi strutturali sottoposti alla condizione di carico statica (per soli carichi verticali), intendendo con questo la valutazione dello stato di sollecitazione degli elementi soggetti alla combinazione dei carichi gravitazionali in condizioni statiche per controllare che tutti gli elementi strutturali verifichino in termini di resistenza, nella situazione di carico preliminare all'ingresso delle forze sismiche laterali.

3.1.1 Procedura operativa

In tale condizione sarà verificata la intera struttura, con le condizioni imposte dalla normativa vigente, tenuto conto delle informazioni e della documentazione raccolti presso gli uffici preposti e dei dati ricavati dal sopralluogo effettuato, oltre che dai risultati della campagna di indagine effettuata sui materiali esistenti.

In tale fase sarà eseguita anche una verifica dei solai nel rispetto degli Stati Limite previsti per le condizioni di esercizio relative all'utilizzo degli stessi. Dopo tale prima valutazione, saranno individuati i lavori minimi eventualmente necessari per rendere l'edificio idoneo dal punto di vista della sua portanza nei confronti dei carichi statici ed eliminare le condizioni che eventualmente potrebbero portare le strutture in crisi.

3.2 Problema sismico

Successivamente sarà condotta la valutazione globale della struttura, nei confronti dell'aspetto sismico, con la effettuazione delle vere e proprie verifiche di vulnerabilità, in termini globali e locali, giungendo alla definizione di indicatori di rischio ed effettuando le opportune valutazioni critiche.

Per la individuazione della PGA che corrisponde al raggiungimento degli stati limite per la struttura in esame, è stata effettuata una analisi dinamica lineare con spettro di progetto, adottando il relativo valore del fattore di struttura.

3.2.1 Procedura operativa

Le NTC, al punto 8.7.5, riportano:

8.7.5. ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di miglioramento o adeguamento sismico deve almeno comprendere:

- a) l'analisi e la verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- b) la scelta, esplicitamente motivata, del tipo di intervento;
- c) la scelta, esplicitamente motivata, delle tecniche e/o dei materiali;
- d) il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- e) l'analisi strutturale della struttura post-intervento;
- f) la verifica della struttura post-intervento, con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

3.2.2 Determinazione degli indicatori di rischio (I_R)

L'obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente è la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese. Con l'emanazione delle ultime norme tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche. Tuttavia esso continua a rappresentare una scala di percezione del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità. Per questi motivi viene introdotto anche il rapporto tra i Periodi di ritorno di Capacità ($T_{R,C}$) e Periodi di ritorno di Domanda ($T_{R,D}$), il quale, per non restituire valori fuori scala rispetto a quello ottenibile col rapporto fra le accelerazioni, va elevato a 0,41. In sostanza l'Indicatore di Rischio proposto può essere definito nel seguente modo:

$$I_{R_SL} = (T_{R,C} / T_{R,D})^{0,41}$$

In termini di accelerazioni:

$$I_{R_SL} = a_q [TR,C] / a_q [TR,D].$$

3.3 Prestazioni della struttura e valutazione dell'intervento

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi, e saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

I calcoli statici eseguiti e riportati nel seguito sono stati condotti alla luce delle normative vigenti, schematizzando opportunamente le strutture in relazione agli elaborati architettonici allegati; le verifiche riportate sono state condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate e riguardano le condizioni più gravose che si verificano in tutti gli elementi strutturali presenti nelle opere in esame.

La struttura è ubicata nel comune di Genova, che risulta classificato, sotto il profilo sismico, nella zona 3, a seguito dell'OPCM 3274/03 ed è caratterizzato da un'accelerazione puntuale a

Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

seguito del D.M. 17.01.2018, che è stata adottata nel calcolo e verrà esplicitata più avanti nella presente relazione.

Nel seguito, nell'analisi dei carichi, vengono specificati i parametri caratterizzanti l'azione sismica per i diversi stati limite richiesti.

Per il calcolo sismico è stata impiegata un'analisi <u>sismica dinamica in campo lineare</u>, con adozione di spettro di risposta e modalità di calcolo e di verifica conforme al D.M. 17.01.2018. Agli effetti della verifica è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

I dettagli costruttivi e i particolari strutturali sono riportati negli appositi grafici di progetto allegati alla presente relazione.

4) INQUADRAMENTO SISMO-STRUTTURALE DEL SITO

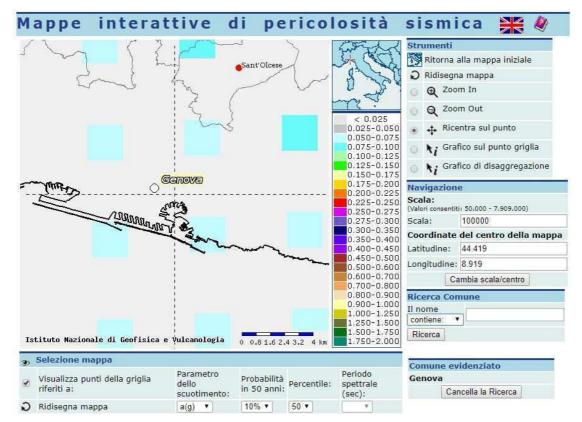
4.1 Sismicità del Comune di Genova

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido o pianeggiante ag, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione (fig. 6), espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g. zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

Nella classificazione sismica della Regione Liguria (ai sensi del DGR n.216/2017) il Comune di Genova nel cui agglomerato urbano si inquadra l'intervento in oggetto si colloca in zona 3; la fascia di pericolosità attribuibile al sito è la fascia corrispondente ad una Pga = 0,15g.

Zona sismica	Descrizione	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)
Zona 1	E' la zona più pericolosa. Possono verificarsi fortissimi terremoti	ag >0.25
Zona 2	In questa zona possono verificarsi forti terremoti	0.15 <ag≤ 0.25<="" td=""></ag≤>
Zona 3	In questa zona possono verificarsi forti terremoti ma rari	0.05 <ag≤ 0.15<="" td=""></ag≤>
Zona 4	E' la zona meno pericolosa. I terremoti sono rari	ag ≤ 0.05



Mappa della pericolosità sismica e tabella di riferimento.

In ottemperanza alle Norme tecniche delle Costruzioni del 17.01.2018, al fine della determinazione delle azioni sismiche di progetto si forniscono i parametri che definiscono la pericolosità sismica del sito.

Questa è definita come la probabilità (Pvr) che in un determinato lasso di tempo (cd. Periodo di riferimento "Vr") in un determinato sito si verifichi un terremoto di entità almeno pari al valore prefissato. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento per una fissata Pvr si ritengono individuate quando si conoscano l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta.

Attraverso procedimento automatizzato, in base alla latitudine e longitudine del sito oggetto di esame si calcolano i valori dell'accelerazione ag ed i parametri che forniscono lo spettro di risposta. Per l'area di Genova, considerando l'opera rientrante tra quelle di categoria III (NTC D.M. 17.01.2018), con vita nominale di 50 anni, con terreno di categoria B e coefficiente topografico T1.

I parametri sismici del sito sono riportati nelle tabelle seguenti :

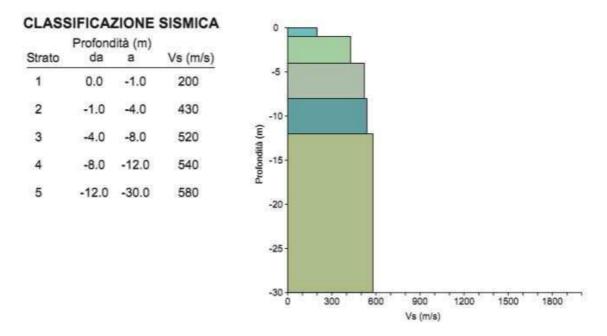


Q.	Tipo	Stab	ilità dei p	endii e f	ondazio	ni			*
Mu	i di sostegno che non sor	no in grad	do di sub	ire spos	tamenti.				
4	H (m)			_	US (m)			
Ţ	1				0.1				
0	Cat. Sottosuolo			В					-
	Cat. Topografica			T1					3
			SLO		SLD	SLV		SLC	
SS A	mplificazione stratigrafica	а	1,20		1,20	1,20		1,20	
cc c	oeff. funz categoria		1,51		1,48	1,41		1,40	
ST A	mplificazione topografica		1,00		1,00	1,00	1	1,00	
Ø Acc	ne massima attesa al sit	o [m/s²]				≓	0.6		
Coeff	icienti	SLO		SLD		SLV		SLC	
kh		0.012		0.012		0.012		0.015	
kv		0.006		0.006		0.006		0.007	
Amax	[m/s²]	0.600		0.600		0.600		0.600	
Beta		0.200		0.200		0.200		0.240	

Per la determinazione della **Categoria di suolo** è stato eseguito un accertamento in sito mediante **prova geofisica di tipo MASW**, a cura della ditta M₃D Costruzioni Speciali Srl di Genova. Per le attrezzature, la strumentazione e le modalità della prova si rimanda al report allegato.

Il profilo verticale che riporta i valori di velocità delle onde Vs rileva l'esistenza di 4 orizzonti sismici, i primi 3 corrispondenti molto verosimilmente allo spessore di materiale di riporto recente e antico che con la profondità aumenta la compattezza e, quindi, la rigidità: si ha infatti un incremento netto della velocità dopo i primo metro di profondità, quindi a -4 mt passando da circa 200 m/sec a 400 m/sec, ed infine a -8 mt quando le

velocità si attestano sui 500 m/sec. Nell'ambito del substrato gli aumenti sono più graduali ma costanti come si vede dalla figura sottostante. (fig.7).



Andamento della velocità delle onde sismiche Vs con la profondità.

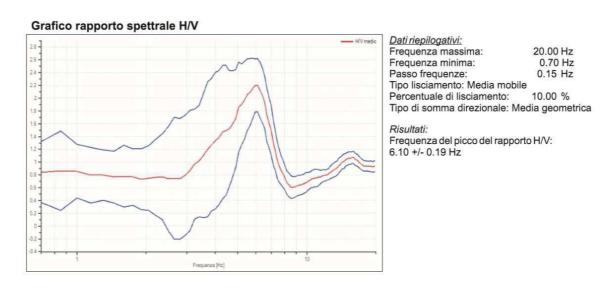
Usualmente la verifica della categoria di suolo di fondazione viene calcolata utilizzando una media ponderata dei valori di velocità delle onde di taglio dei primi 30 m di profondità mediante una espressione nota (vd. allegato).

In funzione però dell'evidente contrasto di impedenza sismica tra la copertura ed il substrato e dei loro rapporti geometrici, la migliore interpretazione dei criteri di attribuzione delle categorie di sottosuolo indicate dalle NTC 2018 per l'approccio semplificato di cui alla tab 3.2.II delle NTC/2018, consente di identificare la categoria di suolo B in base ad un valore di V_{sEq} (ex Vs30) pari a 516 m/sec. ovvero "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s. ". Per completezza di indagine in relazione all'importanza della struttura su cui intervenire è stata eseguita una prova HVSR .L'utilizzo di questa tecnica geofisica consente di ottenere tutta una serie di informazioni, in particolare sulle frequenze di risonanza dei terreni di sottosuolo, utili per verificare l'interazione dal punto di vista sismico del sistema terreno-strutture.

Le misure di microtremore a stazione singola consentono infatti, attraverso l'analisi dei rapporti spettrali, di ottenere immediatamente, come misura diretta, la frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, direttamente correlabile al periodo di oscillazione proprio del sito, senza stimare quest'ultimo sulla base delle Vs.

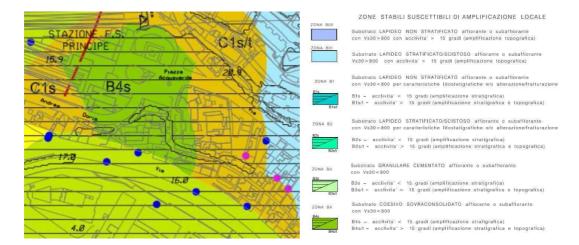
In estrema sintesi la tecnica H/V mette in relazione le variazioni del rapporto tra la componente orizzontale e verticale dei microtremori ambientali alle varie frequenze, con le variazioni litostratigrafiche che si incontrano nel sottosuolo al di sotto del punto di misura. Laddove il rapporto H/V ha un picco si ha un contrasto di impedenza che è tanto più marcato tanto più grande è il picco in questione.

I risultati riassunti nella figura sottostante evidenziano un picco di frequenza in corrispondenza di una frequenza pari a 6.0 Hz, tale però da determinare un fattore di amplificazione medio-basso.



Rapporto spettrale H/V con picco a 6.0 Hz.

Nell'ambito della pianificazione urbanistica e, quindi degli elaborati del PUC (Piano Urbanistico Comunale) la carta di Microzonazione sismica di 1° livello (fig. 9) colloca il settore urbano considerato nel settore delle Zone suscettibili di amplificazione locale per amplificazione stratigrafica.



Stralcio della Carta di Microzonazione sismica di Genova (PUC Comune Genova).

4.2 Azione sismica di progetto (Microzonazione Sismica di III Livello)

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

- Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
- Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - Stima della funzione di trasferimento:
 - Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato:
 - Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni sopraindicate sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

 Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

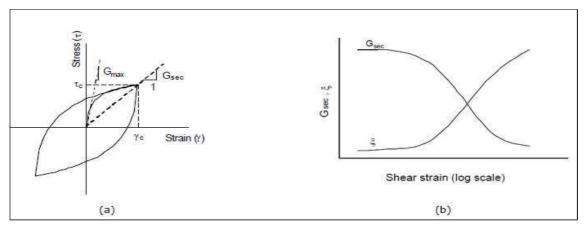
Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie.

Il programma RSL è un software per la valutazione della risposta sismica locale secondo un approccio locale di 3° livello. Con l'approccio locale è possibile valutare quantitativamente il fattore di amplificazione puntuale di una particolare stratigrafia in base ad una modellazione monodimensionale degli strati di terreno presenti in situ.

La procedura di calcolo adoperata da RSL si basa su metodi numerici che simulano la propagazione delle onde sismiche in un deposito di terreno orizzontalmente stratificato a partire dalla sottostante formazione rocciosa.

Il metodo numerico utilizzato dal programma si basa su un modello lineare equivalente che semplifica la trattazione del problema della non linearità del comportamento dei terreni sottoposti a cicli di carico.

Per queste sollecitazioni il legame tensione-deformazione si mostra non lineare e si manifesta con la dissipazione di energia e l'accumulo di deformazioni permanenti (vedi figura seguente).



Comportamento non lineare per un ciclo di carico-scarico-ricarico. (b) Variazione modulo secante e smorzamento con l'ampiezza della deformazione a taglio.

Nel modello lineare equivalente il comportamento dei terreni è governato da "parametri equivalenti": il modulo di taglio equivalente G è assunto pari al modulo secante Gsec definito come rapporto tc/gc. Analogamente, lo smorzamento equivalente è quello che produce la stessa perdita di energia di un ciclo di isteresi prodotto dal caricoscarico di un terreno a comportamento irreversibile.

Nel modello lineare equivalente modulo di taglio e il rapporto di smorzamento sono variabili con l'ampiezza della deformazione a taglio Fig 6 (b); sono, altresì, esclusi dalla modellazione alcuni importanti fenomeni fisici come il rammollimento.

Dati generali

Descrizione COMMENDA DI PRÈ IN GENOVA PROPEDEUTICHE ALLA

PROGETTAZIONE DEL FUTURO MUSEO DELL'EMIGRAZIONE

ITALIANA.

Committente COMUNE DI GENOVA

Operatore della prova Dott. Geol. Antonio Riviello

Responsabile della prova Dott. Geol. Antonio Riviello

Data della prova d.C./06/2019

Via CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

Latitudine 44.415966[°]

Longitudine 8.922252[°]

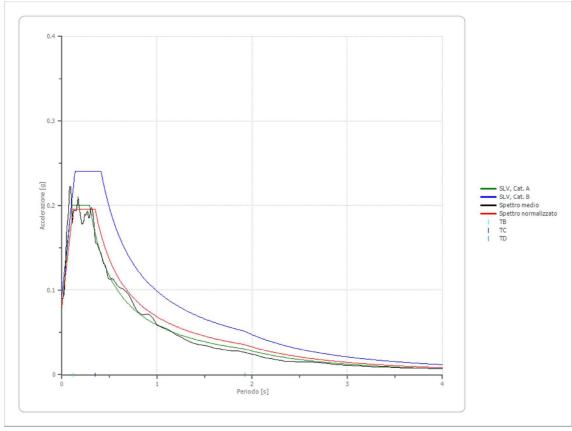
Mediante il software RSL III della Geostru, sono state effettuate analisi contemporaneamente su più accelerogrammi forniti come input ed è stata utilizzare come unità di misura per l'accelerazione g.

Le tracce da importare sono quelle riferite al bedrock sismico la cui scelta, nelle analisi di livello 3, è legata alla verifica delle condizioni definite dalle NTC 2018 al par. 3.2.3.6 e al par. 7.3.5.

La selezione degli accelerogrammi è stata effettuata utilizzando il sito SEISM-HOME della Fondazione EUCENTRE di Pavia per scaricare le registrazioni accelerometriche (settupla n. TR475_ID16918) spettro-compatibili (in media) allo spettro di risposta definito su suolo di categoria A per il sito avente coordinate Latitudine 44.415966° Longitudine 8.922252° per il periodo di ritorno 475 anni (azione sismica definita secondo il DM 17 Gennaio 2018, Norme tecniche per le costruzioni).

Il sito web SEISM-HOME è stato sviluppato in collaborazione tra le sezioni Geotecnica e sismologia applicata e Strutture in muratura e monumenti nell'ambito del progetto esecutivo EUCENTRE 2009-2012 E5/2 finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile.

In calce alla presente relazione viene riportato il procedimento automatizzato con gli steps intermedi per la verifica. In tale paragrafo si riporta il risultato finale di più immediata comprensione e con i risultati utili per il progetto. Il risultato della elaborazione automatizzata è riassumibile nella seguente figura seguente, da cui si ricava che lo spettro di normativa per un suolo di categoria B (spettro blu in figura) è più conservativo rispetto allo spettro risultante dalle analisi di risposta sismica locale effettuata con accelerogrammi reali (spettro rosso in figura), pertanto si può affermare che gli spettri di normativa sovrastimano le accelerazioni attese sul sito in esame, risultando più cautelativi e pertanto è data facoltà al progettista di utilizzare questi nel calcolo delle azioni sismiche.



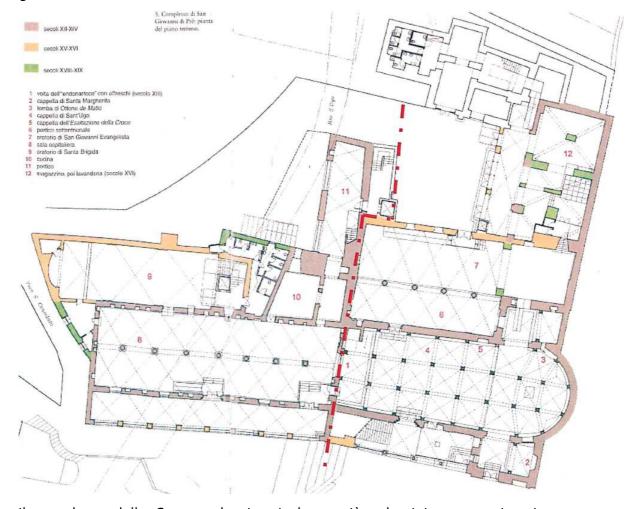
Confronto tra spettro di normativa (rosso), spettro di sito (verde), e spettro di riferimento (blu).

Capitolo: DESCRIZIONE DEL MANUFATTO E DELLE STRUTTURE ESISTENTI

5) DESCRIZIONE DEL MANUFATTO E DELLE STRUTTURE ESISTENTI

5.1 Configurazione generale

Il manufatto della Commenda di Prè costituisce la parte estrema ad Ovest del comparto edilizio costituito dalla Commenda stessa e dalla Chiesa di San Giovanni di Prè, risalente originariamente al 1171, con successive modifiche e manomissioni.



Il complesso della Commenda si articola su più volumi intercomunicanti, con una distribuzione su tre livelli, adibiti, come detto, a destinazione d'uso museale.

Sul fronte sono presenti loggiati a tutti e tre i livelli di orizzontamento. Il piano terra è ribassato di circa 2m rispetto al livello stradale.

La struttura è interamente in muratura di pietrame, con setti portanti disposti nelle due direzioni principali e colonne in pietra nella parte centrale; gli orizzontamenti sono costituiti

da volte in muratura e da solai generalmente in legno o in putrelle e tavelloni; la copertura è costituita da tetti con travi di legno e, in parte, con travi di ferro.

5.2 Elementi strutturali

5.2.1 Murature

L'edificio storico della Commenda presenta un'apparecchiatura muraria portante costituita da setti realizzati nelle due direzioni principali e colonne nella fila centrale e sulla facciata anteriore.







Tale muratura è costituita per la maggior parte da blocchi lapidei squadrati, realizzati con "Pietra nera di Promontorio". Nella zona posteriore del piano terra e del piano ammezzato e primo è presente una muratura in pietre a spacco con buona tessitura. Al secondo piano è stata rinvenuta una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

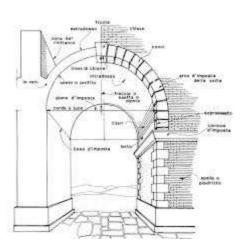
Nel complesso la muratura risulta ben conservata e priva di dissesti significativi.

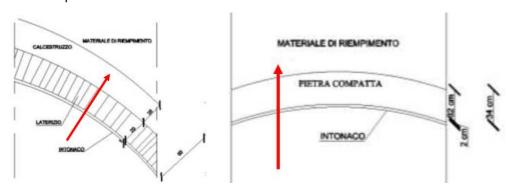
La malta indagata su alcune tipologie di murature, con prove sclerometriche e penetrometriche, non ha presentato caratteristiche meccaniche di buona qualità.

5.2.2 Volte al piano terra e primo piano

L'orizzontamento di calpestio del primo piano è costituito da volte del tipo a crociera e a botte.

Nella zona del salone di ingresso sono state rinvenute volte in mattoni, del tipo a crociera, poggiante sulle murature perimetrali e sulle colonne in pietra lungo l'allineamento mediano. Nella parte posteriore e ai piani superiori (ammezzato e primo), la tipologia di volta rinvenuta è del tipo a botte e a crociera, con struttura in pietra compatta.

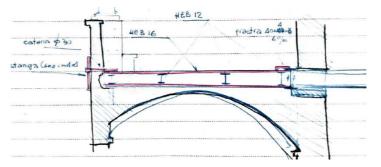




Tutte le strutture voltate si presentano in buone condizioni di conservazione, con i filari ben allineati e giunti di malta molto sottili.

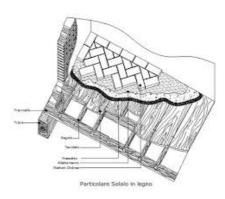
Vista la attuale conformazione delle volte e la loro tipologia si esclude un loro comportamento ad impalcato rigido, per eventuali sollecitazioni orizzontali agenti.

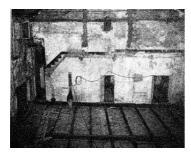
Le volte del loggiato e della parte posteriore sono state rinforzate, in passato, con la posa di profilati metallici annegati nel riempimento della volta.



5.2.3 Solaio piano al secondo livello

Il solaio intermedio al secondo livello è costituito da una sovrapposizione di strutture: quella originaria, costituita da travicelli in legno ad interasse di circa 35cm, poggiati su travi in legno o su archi in muratura di mattoni. Al disopra di travicelli è poggiato il tavolato (spesso anche decorato).





Al di sopra del solaio in legno, negli anni 60 è stato realizzato un nuovo solaio in ferro, che assolve alla funzione di sostenere i carichi dell'estradosso, escludendo da tale funzione il sottostante solaio in legno originario. Le travi in ferro principali sono poggiate sulle murature perimetrali longitudinali

Anche per questi orizzontamenti la tipologia della struttura presente non consente di considerare un comportamento a piano rigido per le forze orizzontali

5.2.4 Tetto di copertura

La struttura di copertura del complesso in esame è costituita da un tetto realizzato con travi in legno a semplice orditura, con travetti posti ad interasse pari a 35cm, poggiati sulle murature perimetrali e su una trave di colmo centrale.

La tipologia è del tipo a tetto spingente, senza la presenza di catene a contrastare la spinta orizzontale dei travetti sull'appoggio.

Nella zona ad ovest del tetto sono risultati integrati alcuni campi di copertura, con nuove travi di ferro.

5.2.5 Fondazioni

Il fabbricato presenta un apparecchio fondale costituito da fondazioni di tipo superficiale, con approfondimento delle murature portanti fino alla quota di circa 80cm dal piano di calpestio del piano terra (sottoposto di circa 2 metri dalla quota stradale).

Non si è potuto eseguire, per un veto imposto dalla soprintendenza, un saggio visivo sulle fondazioni, per la individuazione diretta del piano di posa e della tipologia di fondazione presente. Sono state eseguite due indagini videoendoscopiche, che hanno appurato l'approfondimento delle murature fino alla quota suddetta.

Dalla consultazione della documentazione depositata presso la soprintendenza, è emersa la esecuzione, intorno agli anni 80-90, di una estesa opera di sottofondazione, al fine di adequare le fondazioni esistenti ai carichi relativi alla nuova destinazione museale.

Vista la impossibilità di eseguire dei saggi nella fase attuale, si rimanda alla fase esecutiva, con cantiere allestito e museo non frequentato, la verifica delle ipotesi sulle caratteristiche geometriche e meccaniche assunte nella presente relazione.

5.2.6 Quadro fessurativo

Il quadro fessurativo rilevato è relativo solo ad alcune situazioni locali, tra l'altro di lieve entità e che interessano solo parzialmente le strutture portanti.

Non sono presenti lesioni riconducibili a meccanismi deformativi locali o globali.

Non sono state rilevate lesioni sulle murature riconducibili a cedimenti fondazionali.

Non si sono notate lesioni della struttura delle volte, che si presentano quasi tutte in buone condizioni statiche.

Le strutture dei solai si presentano generalmente in discrete condizioni di conservazione e senza segni di dissesto o di degrado.

In generale gli elementi in legno degli orizzontamenti e delle coperture presenti sono risultati in buono stato di conservazione e prive di dissesti.

Le indagini effettuate non hanno evidenziato problemi di natura fondale e non sono stati riscontrati, ad un esame visivo, segni di cedimenti differenziali delle fondazioni.

6.1 Muratura esistente

6.1.1 Classificazione della muratura

Le murature presenti sono classificabili in tre diverse tipologie: "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura"; "Muratura a blocchi lapidei squadrati"; "Muratura in mattoni pieni e malta di calce", come riportato nella tabella allegata alle Norme Tecniche, dalla quale si evincono i relativi valori della resistenza a compressione, della resistenza a taglio e dei moduli elastici E e G.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: $\mathbf{f} = resistenza$ media a compressione, $\mathbf{\tau}_0 = resistenza$ media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), $\mathbf{f} \mathbf{v}_0 = resistenza$ media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), $\mathbf{E} = v$ alore medio del modulo di elasticità normale, $\mathbf{G} = v$ alore medio del modulo di elasticità tangenziale, $\mathbf{w} = p$ eso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ ₀ (N/mm²)	f _{V0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)	
	min-max	min-max		min-max	min-max		
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19	
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	5	1020-1440	340-480	20	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21	
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	5 E	900-1260	300-420	12 + 16/**\	
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	13 ÷ 16(**)	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15	

^(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

6.1.2 Valori risultanti dalle indagini sull'edificio

Tali valori sono stati confrontati con quelli riscontrati in sito, a seguito di idonee prove esequite da società certificata, che hanno condotto ai sequenti valori:

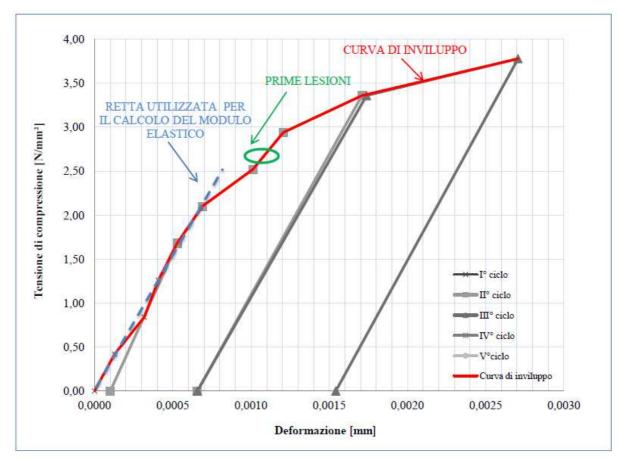
^(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

^(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

6.1.2.1 PROVA MP1

PROVA CON MARTINETTI PLATTI DOPPI

Base di misura 1	Base di misura 2	Base di misura 3	Base di misura 4	Media	Base di misura 5	Pressione P	Deformazione assiale	Tensione di compressione	Modulo Poisson
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(bar)	3	(N/mm ²)	ν
309,450	308,331	307,762	311,048	309,148	304,940	0,0	0,0000	0,00	-
309,408	308,291	307,712	311,021	309,108	305,011	5,0	0,0001	0,42	1,811
309,303	308,217	307,683	310,995	309,050	305,024	10,0	0,0003	0,84	0,867
309,297	308,169	307,658	310,963	309,022	305,030	15,0	0,0004	1,26	0,724
309,275	308,102	307,617	310,945	308,985	305,122	20,0	0,0005	1,68	1,132
309,443	308,292	307,722	311,009	309,117	304,857	0,0	0,0001	0,00	-2,693
309,283	308,107	307,614	310,932	308,984	305,049	20,0	0,0005	1,68	0,675
309,271	308,036	307,538	310,895	308,935	305,057	25,0	0,0007	2,10	0,558
309,208	307,863	307,419	310,850	308,835	305,090	30,0	0,0010	2,52	0,486
309,175	307,772	307,337	310,815	308,775	305,106	35,0	0,0012	2,94	0,451
309,081	307,565	307,140	310,691	308,619	305,161	40,0	0,0017	3,36	0,424
309,290	308,026	307,451	311,011	308,945	305,020	0,0	0,0007	0,00	0,399
309,109	307,453	307,005	310,874	308,610	305,165	40,0	0,0017	3,36	0,424
308,804	307,074	306,564	310,802	308,311	305,290	45,0	0,0027	3,78	0,424
309,058	307,649	306,990	310,987	308,671	305,041	0,0	0,0015	0,00	0,215

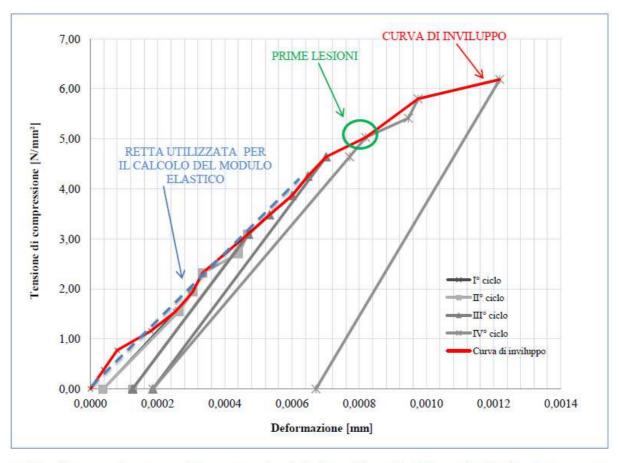


In sintesi la prova di compressione con martinetti piatti eseguita sulla muratura ha fornito una resistenza massima di compressione della muratura di 3,78 N/mm² e un modulo di elasticità E di 3057 N/mm², calcolato nel tratto indicato. Le prime lesioni si sono presentate a circa 3,4 N/mm².

6.1.2.2 PROVA MP2

PROVA CON MARTINETTI PLATTI DOPPI

Base di misura 1	Base di misura 2	Base di misura 3	Base di misura 4	Media	Base di misura 5	Pressione P	Deformazione assiale	Tensione di compressione	Modulo Poisson
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(bar)	3	(N/mm ²)	ν
302,101	300,868	307,866	306,607	304,361	304,197	0,0	0,0000	0,00	-
302,090	300,851	307,846	306,607	304,349	304,200	5,0	0,0000	0,39	0,250
302,083	300,834	307,838	306,590	304,336	304,203	10,0	0,0001	0,77	0,248
302,072	300,818	307,752	306,581	304,306	304,208	15,0	0,0002	1,16	0,201
302,047	300,786	307,737	306,564	304,284	304,211	20,0	0,0003	1,55	0,182
302,089	300,862	307,836	306,609	304,349	304,194	0,0	0,0000	0,00	-0,261
302,045	300,777	307,736	306,564	304,281	304,212	20,0	0,0003	1,55	0,188
302,036	300,756	307,725	306,555	304,268	304,220	25,0	0,0003	1,93	0,249
302,022	300,737	307,725	306,552	304,259	304,223	30,0	0,0003	2,32	0,256
302,004	300,702	307,670	306,529	304,226	304,236	35,0	0,0004	2,71	0,291
301,993	300,697	307,667	306,515	304,218	304,248	40,0	0,0005	3,09	0,358
302,067	300,838	307,785	306,599	304,322	304,199	0,0	0,0001	0,00	0,052
301,986	300,691	307,678	306,514	304,217	304,246	40,0	0,0005	3,09	0,342
301,979	300,671	307,652	306,491	304,198	304,258	45,0	0,0005	3,48	0,376
301,961	300,645	307,629	306,476	304,178	304,270	50,0	0,0006	3,87	0,400
301,949	300,627	307,605	306,473	304,164	304,284	55,0	0,0006	4,25	0,442
301,933	300,599	307,590	306,466	304,147	304,312	60,0	0,0007	4,64	0,539
302,063	300,812	307,758	306,583	304,304	304,204	0,0	0,0002	0,00	0,124
301,909	300,578	307,562	306,454	304,126	304,329	60,0	0,0008	4,64	0,563
301,901	300,558	307,539	306,447	304,111	304,336	65,0	0,0008	5,03	0,558
301,876	300,507	307,493	306,414	304,073	304,397	70,0	0,0009	5,41	0,695
301,871	300,498	307,476	306,410	304,064	304,402	75,0	0,0010	5,80	0,691
301,801	300,419	307,374	306,365	303,990	304,478	80,0	0,0012	6,19	0,758
302,023	300,654	307,575	306,373	304,156	304,261	0,0	0,0007	0,00	0,314

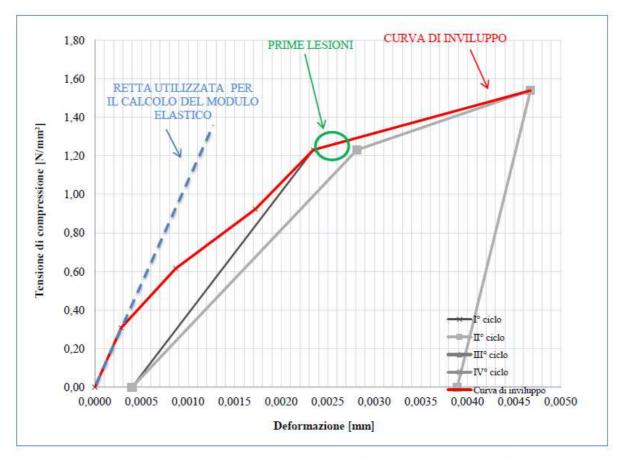


In sintesi la prova di compressione con martinetti piatti eseguita sulla muratura ha fornito una resistenza massima di compressione della muratura di 6,19 N/mm² e un modulo di elasticità E di 6431 N/mm², calcolato nel tratto indicato. Le prime lesioni si sono presentate a circa 5 N/mm².

6.1.2.3 PROVA MP3

PROVA CON MARTINETTI PLATTI DOPPI

Base di misura 1	Base di misura 2	Base di misura 3	Base di misura 4	Media	Base di misura 5	Pressione P	Deformazione assiale	Tensione di compressione	Modulo Poisson
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(bar)	3	(N/mm ²)	ν
307,829	306,718	306,947	310,657	308,038	302,365	0,0	0,0000	0,00	-
307,794	306,571	306,853	310,584	307,951	302,415	4,0	0,0003	0,31	0,584
307,779	306,431	306,646	310,226	307,771	302,564	8,0	0,0009	0,62	0,759
307,734	306,107	306,404	309,785	307,508	302,827	12,0	0,0017	0,92	0,888
307,702	305,975	306,187	309,398	307,316	303,134	16,0	0,0023	1,23	1,085
307,807	306,598	306,822	310,432	307,915	302,522	0,0	0,0004	0,00	1,300
307,736	305,790	305,957	309,202	307,171	303,156	16,0	0,0028	1,23	0,930
307,662	305,580	304,462	308,685	306,597	303,422	20,0	0,0047	1,54	0,748
307,716	305,872	304,761	309,008	306,839	303,150	0,0	0,0039	0,00	0,667



In sintesi la prova di compressione con martinetti piatti eseguita sulla muratura ha fornito una resistenza massima di compressione della muratura di 1,54 N/mm² e un modulo di elasticità E di 1086 N/mm², calcolato nel tratto indicato. Le prime lesioni si sono presentate a circa 1,2 N/mm².

6.1.3 Valori utilizzati nei calcoli di verifica

Come indicato dalle NTC 2018, le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere aumentate se sono presenti situazioni migliorative rispetto a quelle di base.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

	5	stato di f	atto	In	terventi	di consolida	mento
Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	15	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	12	1,2	1,2	1,2	1/21	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	()	1,3

^(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

Dai valori delle caratteristiche meccaniche del materiale esistente, desunti dalla letteratura scientifica disponibile e dalle prove effettuate in sito e si ottengono i valori della "muratura equivalente", prima e dopo l'intervento di rinforzo, ottenuti dalla seguente formula:

$$f_d = f_k / \gamma_m = f_m / (F_c \gamma_m)$$

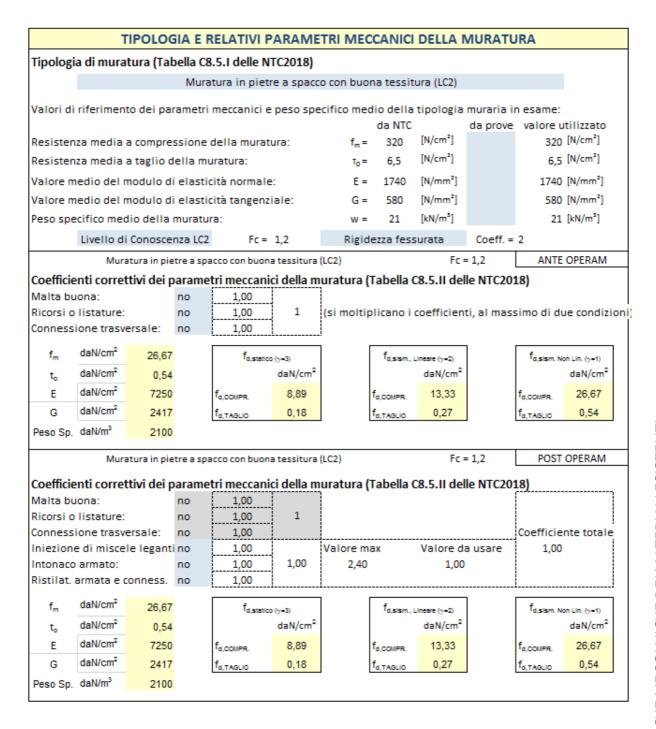
ed esplicitati nel seguito, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, il minore dei valori tra quello medio riportato nella tabella allegata alle norme e quello risultato dalle prove:

^(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

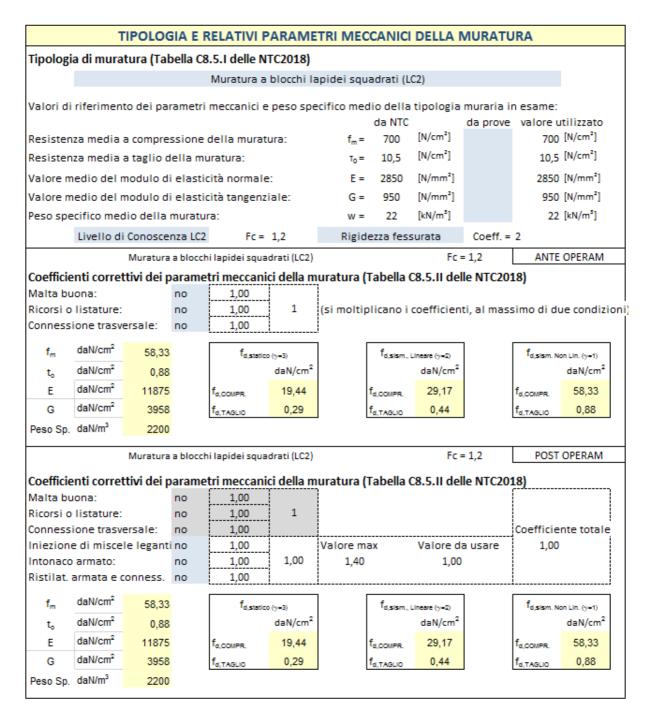
^(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.05}$ (f_m in N/mm²).

^(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

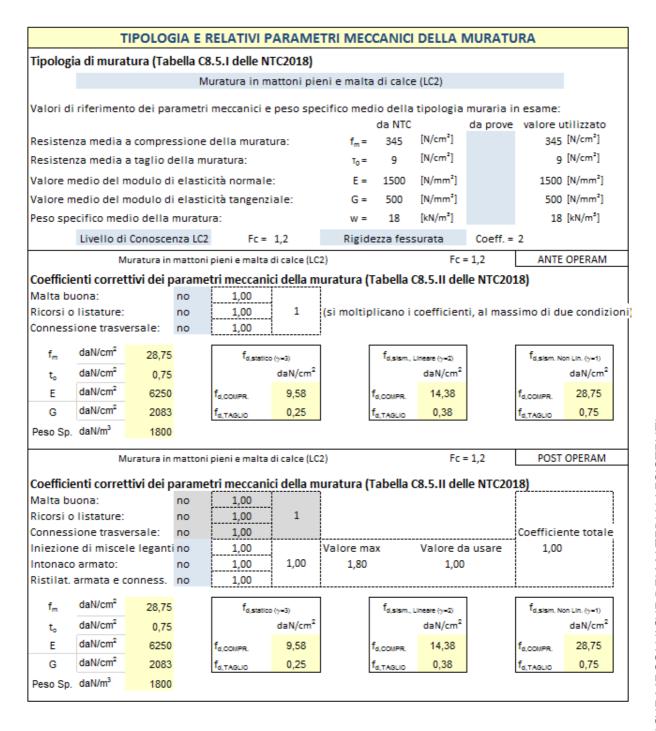
6.1.3.1 MURATURA 1



6.1.3.2 MURATURA 2



6.1.3.3 MURATURA 3



6.2 Elementi in legno esistenti

Per la valutazione della sicurezza degli elementi in legno dei solai e delle coperture, si fa riferimento a quanto riportato nelle norme vigenti.

Al punto 4.4 relativo alle costruzioni in legno, le NTC 2018, riportano:

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

Le istruzioni di cui alla Circolare 7/2019 riportano, al punto C.4.4:

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

E' obbligatorio quindi, per poter verificare la capacita portante di un elemento di una struttura in legno esistente o per progettarne un intervento di ripristino, provvedere ad esequire una diagnosi adeguata.

La diagnosi corrisponde ad un Livello di Conoscenza 3 (indagine approfondita) e quindi ad un fattore di confidenza $F_c=1$.

In realtà le NTC non trattano espressamente le strutture in legno esistenti, ma si può fare riferimento agli edifici in muratura, dato che nella maggior parte dei casi si interviene su capriate o solai in legno che fanno parte di edifici in muratura.

La norma stabilisce che ogni elemento strutturale ligneo deve essere classificato secondo la resistenza. Tale classificazione deve basarsi su metodi di valutazione visiva dell'elemento ligneo, di misurazione non distruttiva di una o più proprietà fisico-meccaniche, oppure su opportune combinazioni delle precedenti.

La classificazione deve essere eseguita secondo le modalità operative riportate nella norma stessa.

UNI 11035:2010 (parti 1 e 2) descrive una metodologia di classificazione applicabile anche a elementi strutturali in opera, purché siano soddisfatte tuttavia una serie di condizioni che non sempre è possibile riscontrare (in particolare la visibilità e accessibilità dell'elemento devono essere estese ad almeno 3 lati e ad una delle due testate)



profili resistenti in termini di valori caratteristici. si può quindi far riferimento alla UNI 11035, applicata secondo quanto previsto al punto 7.6 della UNI 11119:2004.

UNI 11119:2004. Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione *in situ* per la diagnosi degli elementi in opera.

La norma stabilisce procedure e requisiti per la diagnosi dello stato di conservazione e la stima della resistenza e della rigidezza di elementi lignei in opera nelle strutture portanti di edifici compresi nell'ambito dei beni culturali, attraverso l'esecuzione di ispezioni in situ e l'impiego di tecniche e metodologie di prova non distruttive.



profili resistenti in termini di tensioni ammissibili e valori medi di modulo elastico a flessione (valori tratti dal testo Tecnica delle Costruzioni in Legno di Guglielmo Giordano)

La classificazione è stata quindi fatta a seguito di diagnosi su ogni elemento strutturale, secondo quanto riportato nella UNI 11119:

Nel caso in esame, dalla diagnosi si è rilevato:

- Specie Legnosa
- Geometria
- Presenza o meno di degrado
- Entità del degrado (indagini resistografiche)
- Classificazione secondo la resistenza (tensioni ammissibili)

6.2.1 Indagini eseguite

Le indagini eseguite sugli elementi in legno dei solai e delle coperture sono sintetizzate nelle schede allegate alla relazione sulle indagini, nelle quali sono riportati i report delle operazioni eseguite e delle indagini sul materiale prelevato.

Le indagini sono state esequite attraverso le sequenti operazioni:

- 1) Ispezione visiva: è stata effettuata attraverso l'osservazione diretta della superficie esterna degli elementi allo scopo di evidenziare tutte le particolarità che hanno importanza ai fini dell'indagine. Nel caso che attraverso l'osservazione dei soli caratteri macroscopici sia risultato impossibile o dubbia l'identificazione della specie legnosa è stato prelevato un campione per la successiva analisi microscopica in laboratorio. I difetti presi in considerazione sono quelli che condizionano le proprietà meccaniche del legno (nodi, deviazione della fibratura, cipollatura, lesioni e rimargini nella pianta in piedi, ecc.). Di questi è stata valutata la localizzazione e l'estensione, anche ai fini della classificazione secondo la qualità resistente (vedi punto seguente). Per quanto riguarda il degrado biologico è stato fatto riferimento agli attacchi da parte degli insetti xilofagi e dei funghi della carie, principali agenti di degrado del legno in opera responsabili di gravi diminuzioni della resistenza e della rigidezza degli elementi strutturali. Per quanto riguarda il degrado meccanico sono state prese in considerazione rotture e deformazioni imputabili ad azioni meccaniche dovute a sollecitazioni che presumibilmente hanno agito o agiscono sull'elemento.
- 2) Analisi resistografica: analisi eseguita mediante un particolare strumento denominato "trapano dinamometrico" o "trapano strumentato" capace di misurare la resistenza opposta dal legno alla penetrazione di una punta azionata da un sofisticato trapano. La punta è dotata di un movimento combinato di rotazione e di avanzamento a velocità costante. Lo strumento restituisce dei grafici, denominati "profili", nei quali sull'asse delle ordinate è riportata la resistenza (espressa mediante una unità di misura arbitraria) e sull'asse delle ascisse la profondità di penetrazione (espressa in millimetri). I profili del legno normale hanno un andamento caratteristico che dipende dalla specie legnosa e dalla diversa densità del legno nelle parti primaticce e tardive degli anelli di accrescimento. Lo strumento fornisce indicazioni sulle caratteristiche del legno (ivi compresi difetti, anomalie e alterazioni) in punti specifici dell'elemento. Lo strumento è particolarmente utile in tutti i casi in cui siano presenti danni da insetti e/o da funghi della carie, specialmente nelle zone non visibili o non accessibili (vedi ad esempio l'estremità delle travi inserite nelle murature). Con questa tecnica è

possibile non soltanto localizzare e quantificare il degrado biologico ma anche valutare le dimensioni delle sezioni laddove non vi siano altre possibilità di accertamento. Le normali apparecchiature in uso sono caratterizzate da un avanzamento massimo della punta di 40 cm. Nel caso specifico degli appoggi sulle murature esse pertanto consentono di stabilire in maniera affidabile lo stato di conservazione del legno per un tratto interno alla muratura non superiore a circa 30 cm dal filo muro; in ogni caso la massima profondità effettivamente raggiungibile non può essere mai superiore alla dimensione maggiore della sezione. Al momento non esistono tecniche strumentali alternative di pari affidabilità che permettano di stabilire lo stato di conservazione per profondità maggiori.

3) Classificazione secondo la qualità resistente: la classificazione degli elementi lignei è stata effettuata secondo i criteri e le regole stabiliti nei Prospetti 1 e 2 della norma 11119:2004; tale sistema di classificazione prevede la attribuzione di ciascun elemento strutturale ad una particolare "classe di qualità resistente", denominata "categoria", alla quale corrispondono le caratteristiche di resistenza ed elasticità riportate nel Prospetto 3 della citata norma (vedi Tabelle 1 e 2 riportate nel seguito).

Per la classificazione, quindi, si fa riferimento alle seguenti tabelle:

TABELLE ESTRATTE DALLA NORMA UNI 11119

Tabella 1 - Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera, secondo UNI 11119.

			CATEGORIA IN OPER	RA		
CARATTERISTICA		I	II	III		
Smussi		≤ 1/8	≤ 1/5	≤ 1/3		
Lesioni varie, Cretti da gelo, Cipollature		assenti assenti		ammissibili, se limitate		
Nodi singoli	Nodi singoli		$\leq 1/5 \leq 50 \text{ mm} \qquad \leq 1/3 \leq 70 \text{ mm}$			
Gruppi di nodi		≤2/5	≤2/3	≤3/4		
Inclinazione della	in sez. radiale	≤1/14 (≈7%)	≤1/8 (≈12%)	≤1/5 (20%)		
fibratura (pendenza %)	in sez. tangenziale	≤1/10 (10%)	≤1/5 (20%)	≤1/3 (≈33%)		
Fessurazioni radiali da rit	iro	ammissibili, purché non passanti				

Tabella 2 - Tensioni ammissibili per i principali tipi di elementi strutturali lignei, classificati in opera, applicabili per umidità del legno = 12%, secondo UNI 11119. I profili resistenti dei legnami espressi in termini di valori caratteristici sono riportati nella norma UNI 11035, che prevede però la visibilità di almeno tre lati ed una testata dell'elemento (condizione che in pratica non si verifica quasi mai).

			TENSIONI A	MMISSIBILI (N/mm²)	
		Resistenza a	Resistenza a	Resistenza a	Resistenza	Modulo di
		compressione	flessione	trazione	al taglio	elasticità a
SPECIE	CATEGORIA IN	parallela alla	parallela alla	parallela alla	parallelo	flessione
	OPERA	fibratura	fibratura	fibratura	alla	parallelo
					fibratura	alla
						fibratura
Abete bianco	I	11	11,5	11	0,9	13 000
(Abies alba Mill.)	II	9	10	9	0,8	12 000
	III	7	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso	I	10	11	11	1,0	12 500
(Picea abies Karst.)	II	8	9	9	0,9	11 500
	III	6	7	6	0,8	10 500
Larice	I	12	13	12	1,1	15 500
(Larix spp.)	II	10	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	8,5	7	0,9	13 500
Pini	I	11	12	11	1,0	13 000
(Pinus spp.)	II	9 7	10	9	0,9	12 000
	III	7	8	6	0,8	11 000
Castagno	I	11	12	11	0,8	10 000
(Castanea sativa Mill.)	II	9	10	9	0,7	9 000
	III	7	8	6	0,6	8 000
Pioppo	I	10	10,5	9	0,6	9 000
(Populus spp.)	II	8	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia	I	12	13	12	1,2	13 500
(Quercus spp.)	II	10	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	8,5	7	0,9	11 500

TABELLA DEGLI ELEMENTI

Specie legnosa

Ab	abete	La	larice	No	noce	Qu	quercia
Ca	castagno	OI	olmo	Pi	pioppo	Pn	pino

<u>Categoria</u> (categoria attribuita non tenendo conto degli smussi)

IV elemento la cui difettosità esubera i limiti stabiliti per la III categoria e pertanto definibile come non idoneo per strutture a carattere permanente (n.i.)

n.c. non classificato

* elemento suscettibile di essere classificato in III categoria per anelli legnosi ampi (bassa massa volumica)

Causale

Difetto o insieme di difetti che hanno determinato la attribuzione della categoria

nodo
nodo cariato
gruppo di nodi
rimargino
deviazione della fibratura
deviazione della fibratura su piano radiale
deviazione della fibratura su piano tangenziale
inclusione di corteccia
anelli spessi (massa volumica bassa)
cipollatura
fessurazioni
fibratura irregolare
fessurazioni passanti
lesione

<u>Degrado (</u>Classi di degrado)

assente o trascurabile

0-25% moderato 25-50% grave

50-75% molto grave

75-100% totalmente degradato

Indicazioni:

- v verificare: elementi in buono stato di conservazione o con modesti problemi di degrado, decidere in base all'esito delle verifiche statiche
- c consolidare: elemento giudicato non efficiente in genere per degrado che può essere recuperato mediante intervento di consolidamento.
- s sostituire: elemento giudicato non efficiente per qualità del materiale e/o gravità del degrado che non può essere recuperato.

6.2.2 Valori utilizzati nel calcolo

Per il caso in esame, quindi, si è classificato il legno esistente secondo i parametri riportati nella tabella seguente (tratta dal testo Tecnica delle Costruzioni in Legno di Guglielmo Giordano, allegata alle norme UNI 11119):

Abete bianco	11 9 7 10 8 6 12 10 7.5	11,5 10 7,5 11 9 7	11 9 6 11 9 6	0,9 0,8 0,7 1,0 0,9 0,8	13 000 12 000 11 000 12 500 11 500 10 500
2a 3a 3a 3a 3a 3a 3a 3a	11 9 7 10 8 6	11,5 10 7,5 11 9 7	11 9 6 11 9 6	0,9 0,8 0,7 1,0 0,9 0,8	12 000 11 000 12 500 11 500 10 500
2a 3a 3a 3a 3a 3a 3a 3a	9 7 10 8 6	10 7,5 11 9 7	9 6 11 9 6	0,8 0,7 1,0 0,9 0,8	12 000 11 000 12 500 11 500 10 500
3a 3a 2a 2a 3a 3	7 10 8 6	7,5 11 9 7	6 11 9 6 12 9,5	0,7 1,0 0,9 0,8	11 000 12 500 11 500 10 500
Abete rosso 1a 2a 3a	10 8 6	11 9 7 13 11	11 9 6	1,0 0,9 0,8	12 500 11 500 10 500 15 500
2a 3a	8 6 12 10	9 7 13 11	9 6 12 9,5	0,9 0,8 1,1	11 500 10 500 15 500
arice la 2a 3a	12 10	7 13 11	6 12 9,5	0,8	10 500 15 500
arice la 2a 3a 3a 3a 1a	12 10	13 11	12 9,5	1,1	15 500
2a 3a ² ino silvestre La	10	11	9,5	7.00	LEADING AND
Sa Sa Sino silvestre La		27		1.0	1.6 5.00
ino silvestre La	7.5	146.00			14 500
Control of the Contro		8,5	7	0,9	13 500
	11	12	11	1,0	15 000
altri Pini 2a	9	10	9	0,9	12 000
Sa .	7	8	6	0,8	11 000
Castagno, Olmo, la	11	12	-11	0,8	10 000
rassino 2a	9	10	9	0,7	9 000
3a	7	8	6	0,6	8 000
Soppo la	10	10,5	9	0,6	9 000
non ibridoeuram.) 2a	8	8.5	7	0.5	8 000
Su	6	6,5	4.5	0.4	7.000
Quercia 1a	12	13	12	1,2	13 500
24	10	11	10	1,0	12 500
3a	7,5	8.5	7.	0,9	11 500
Robinsa 1a	12	13.5	13	1.2	14 000
25	10	11,5	11	1,0	15 000

⁽⁵⁾La classificazione delle travi in categorie può essere effettuata in base ai erneri viviali riportati nella Tabella 1.
(5)Per carichi di lunga e media durata e strutture protette dalle intemperie: negli altri casi si applicano appositi coefficienti correttivi.

[Ripreso e modificato da: Bonammi G., Ceccotti A., Uzielli L., "Sulla valutazione della resistenza meccanica del legno autico" in Atti del Congresso CTE "Tecnologia edilizia in evoluzione" Bologna, 1990 - analoga rabella è pubblicata sul Mamale di Ingegneria Civile Vol.2 ESAC - Zanichelli - Gremonese 2a ed. 1991 a cura del Prof. Ario Ceccotti]

Dall'esame visivo degli elementi presenti, saranno conservati e rinforzati, come da progetto allegato, solo gli elementi classificabili in 1.a e 2.a categoria.

Per ottenere, dai valori di resistenza ammissibile, i valori di resistenza caratteristici del legno, da utilizzare nelle verifiche agli stati limite, si adotta la seguente correlazione:

CORRELAZIONE TRA	Tensioni massim	e (Giorda	no) e Resistenze	Caratteristich
$\sigma_{\scriptscriptstyle{amm}}$ (Giordano)	11,00 N/mmq			
γ _m	1,50			
$\gamma_{G,Q} = (1,3+1,5)/2 =$	1,40			
K _{mod}	0,60			
$f_k = \sigma_{amm} \cdot f_k$	$\gamma_m \cdot \gamma_{G,Q} / k_{ m mo}$	d =	38,50 N/mmq	

CORRELAZIONE TRA	Tensioni massii	me (Giorda	no) e Resistenze	Caratteristiche
$\sigma_{\scriptscriptstyle amm}$ (Giordano)	11,00 N/mmq			
$\gamma_{\scriptscriptstylem}$	1,50			
$\gamma_{G,Q}$ = (1,3+1,5)/2 =	1,40			
K _{mod}	0,80			
$f_k = \sigma_{amm} \cdot$	$\gamma_m \cdot \gamma_{GO}/k_m$	=	28,88 N/mmq	
v k amm	, m , o, g n	iou		

CORRELAZIONE TRA	Tensioni massim	ne (Giorda	no) e Resistenze	Caratterist	iche
$\sigma_{\scriptscriptstyle \sf amm}$ (Giordano)	9,00 N/mmq				
γ_{m}	1,50				
$\gamma_{G,Q} = (1,3+1,5)/2 = K_{mod}$	1,40				
K _{mod}	0,60				
$f_k = \sigma_{amm} \cdot f_k$	$\gamma_m \cdot \gamma_{GO} / k_{mo}$	= =	31,50 N/mmq		
a dinin	0, <u>0</u>				

CORRELAZIONE TRA	Tensioni massin	ne (Giorda	no) e Resistenze	Caratteristiche
$\sigma_{\scriptscriptstyle \sf amm}$ (Giordano)	9,00 N/mmq			
$\gamma_{\scriptscriptstylem}$	1,50			
$\gamma_{G,Q} = (1,3+1,5)/2 =$	1,40			
K _{mod}	0,80			
$f_k = \sigma_{amm} \cdot f_k$	$v \cdot v / k$	=	23,63 N/mmq	

Il valore medio calcolato è pari a : (38.5+28.88+31.50+23.63)/4 = 30.63

Tale valore corrisponde al materiale classificato Abete/N S1 nella tabella della UNI EN 338

Per il calcolo delle resistenze di progetto, si utilizza il seguente coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_{M} = 1,50 \quad \text{(Legno massiccio)}$

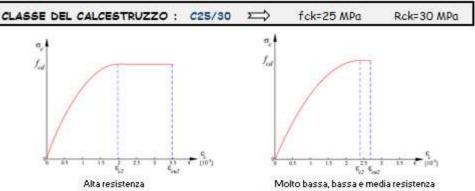
PARAMETRI DI RESISTENZA

Flessione (f m,k):	29	MΡα
Trazione parallela alle fibre $(f_{t,0,k})$:	17	MΡα
Trazione ortogonale alle fibre ($f_{t,90,k}$):	0,4	MΡα
Compressione parallela alle fibre (f $_{c,0,k}$):	23	MΡα
Compressione ortogonale alle fibre (f c,90,k):	2,9	MΡα
Taglio (f _{y,k}):	3	MPa
Modulo elastico parallelo medio (E _{0,mean}):	12000	MΡα
Modulo elastico parallelo caratteristico (E _{0,05}):	8000	MΡα
Modulo elastico tangenziale medio (G mean):	750	МРα

Capitolo: CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LE NUOVE STRUTTURE E PER

7) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LE NUOVE STRUTTURE E PER RINFORZI

7.1 Calcestruzzo



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio La deformazione massima $\mathcal{E}_{c,max}$ è assunta pari a 0.0035

Per il calcolo delle resistenza di progetto, si utilizzano i seguenti coefficienti:

$$\alpha_{cc}$$
 = 0,85 (Coeff. velocità prova) γ_c = 1,50 (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 14.17$ Mpa NTC-\$4.1.2.1.11

Resistenza di calcolo a trazione : $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 1,20$ MPa NTC - \$4.1.2.1.1.2

MODULO DI ELASTICITA' : $E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC-\$4.1.2.2.5.1

Tensione a compressione, comb. di carico rara: $\sigma_c < 0.60 \ f_{ck} = 15.00$ MPa Tensione a compressione, comb. di carico quasi perm.: $\sigma_c < 0.45 \ f_{ck} = 11.25$ MPa

STATI LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle

fessure è riportato nel prospetto seguente:

MARCONING AND PROPERTY AND ARREST		April 19 March 19 Co.	Armatura				
Gruppi di Condizioni esigenza ambientali	Combinazione	Sensibile	Poco sensibile				
	di azione	Stato limite	wd	Stato limite	wd		
1001	Out and a	frequente	ap. fessure	≤W ₂	ap. fessure	≤Ws	
a Ordinarie	quasi permanente	ap. fessure	≤W1	ap. fessure	SW ₂		
1960	***********	frequente	ap. fessure	ŚW₁	ap. fessure	SW2	
b Aggressive	quasi permanente	decompressione		ap. fessure	≤Wı		
11.28	Males Assessing	frequente	formazione fessure	+	ap. fessure	≤W:	
c Molto Aggressive	quasi permanente	decompressione	+	ap. fessure	≤W:		

I valori limite sono pari a:

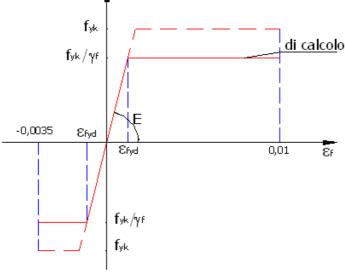
$$W_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

7.2 Acciaio per c.a.





Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

La deformazione massima $\mathcal{E}_{s,max}$ è assunta pari a 0,01

Per il calcolo delle resistenza di progetto, si utilizzano i seguenti coefficienti:

$$\gamma_s = 1.15$$
 (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

NTC- §4.1.2.1.1.3

Resistenza di calcolo: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_S = 391.30 \text{ N/mmg}$ (Mpa)

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- §4.1.2.2.5.2

Tensione massima, combinazione caratteristica: $\sigma_s < 0.8 \; f_{vk} = 360.00 \; N/mmq$

MODULO DI ELASTICITA' : 210 000 Mpa

7.3 Acciaio per carpenteria metallica

TIPO ACCIAIO: 5 275 \$\improx \text{fyk=275 N/mmq ftk=430 N/mmq}\$

Per il calcolo delle resistenza di progetto, si utilizzano i seguenti coefficienti:

 $\gamma_s = 1.05$ (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_S$ = 261,90 N/mmq (MPa)

MODULO DI ELASTICITA': 210 000 N/mmq (Mpa)

BULLONI: 8.8 > fyk=640 N/mmq ftk=800 N/mmq

Per il calcolo delle resistenza di progetto, si utilizzano i seguenti coefficienti:

 $\gamma_s = 1.25$ (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{yd,N} = f_{yk} / \gamma_5 = 512,00 \text{ N/mmq}$ (MPa)

Resistenza di calcolo a taglio: $f_{yd,V} = 0.6 f_{tk} / \gamma_5 384,00 N/mmq (MPa)$

7.4 Materiali compositi per rinforzo murature

MALTA

Malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità per muri interni ed esterni a base di pura calce naturale NHL 3.5 e legante, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica o – 1,4 mm.

La malta dovrà soddisfare anche i requisiti della norma EN 998-2 – G/M15 e EN 1504-3 – R1 PCC, reazione al fuoco classe A1.

MATRICE EPOSSIDICA

Matrice minerale epossidica, provvista di marcatura CE e conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla Norma EN 1504-4 per l'incollaggio di elementi strutturali e dalle linee guida CNR–DT 200 R1/2013, Euroclasse di reazione al fuoco C (EN 13501-1).

TESSUTO DI RINFORZO

Tessuto in Fibra di Acciaio Galvanizzato ad altissima resistenza, avente le seguenti caratteristiche prestazionali meccaniche: resistenza a trazione del nastro > 2800 MPa; modulo di elasticità normale del nastro > 190 GPa; deformazione ultima a rottura > 1,50%

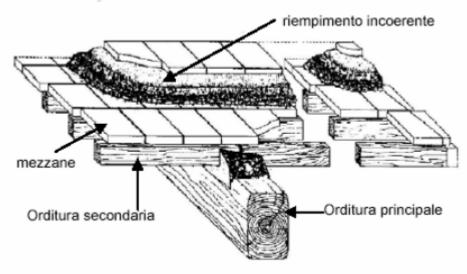
RETE DI RINFORZO

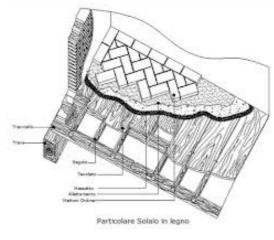
Rete bilanciata in fibra di basalto e acciaio Inox AISI 304, con speciale trattamento alcaliresistente con resina all'acqua priva di solventi del peso netto di fibra di circa 400 g/m2, dimensioni della maglia 8x8 mm, spessore equivalente della rete = 0,064 mm.

8) CARICHI

8.1 Analisi dei carichi permanenti unitari caratteristici

8.1.1 Solaio intermedio in legno esistente







Travicelli: 0.12x0.18x600/	0.35 =
----------------------------	--------

Tavolato

Riempimento

Sottofondo e pavimento

Incidenza tramezzi

Totale

20 "

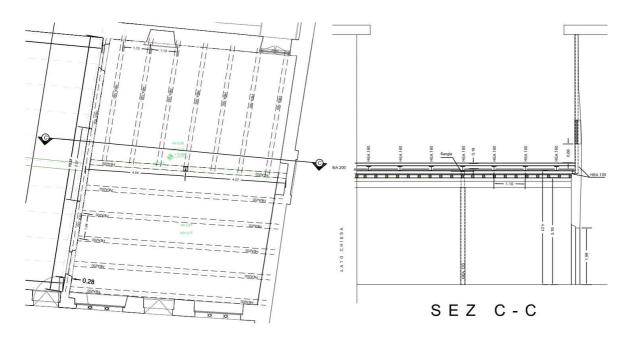
150 '

100 "

50 "

357 Kg/m²

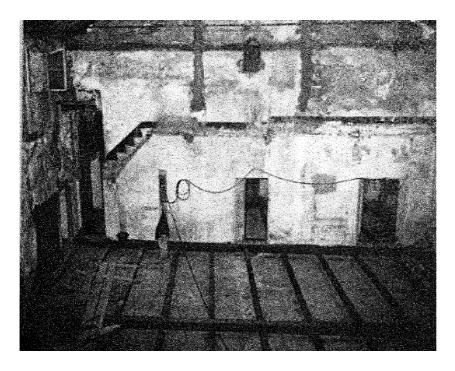
8.1.2 Solaio terrazzo a sostegno UTA



Solaio superiore in acicaio:

Analisi dei carichi per mq di solaio				
Peso travi p.trave / int	28	Kg/mq		
tavelloni	42			
riempimento	160			
massetto	250			
TOTALE STRUTTURA			480	Kg/mq
pavimento	30	Kg/mq		
pincidenza UTA	201	Kg/mq		
		Kg/mq		
TOTALE PERMANENTI			231	Kg/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE			50	Kg/mq
GOVINACIONICO ACCIDEIVIALE			50	ngring
CARICO TOTALE			761	Kg/mq

8.1.3 Solaio livello 2 rinforzato con travi in ferro



SO	ΙΛ.	\cap	INI	FFF	PO
71.1	1 4		1171	FFF	KKIJ

Totale solaio legno

TOTALE SOLAIO FERRO + LEGNO

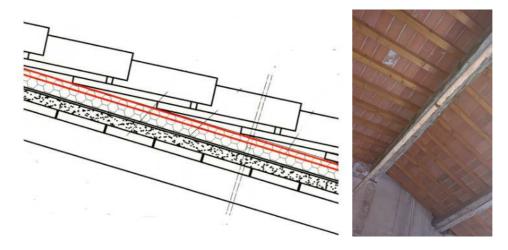
Peso travi in terro: HE180B, I=400cm	14 Kg/mq
Peso travi in ferro: HE180A, i=100cm	36 Kg/mq
Tavelloni	40 Kg/mq
Riempimento 0,10 x 1800	180 Kg/mq
Getto cls alleggerito 0,05 x 1600	80 Kg/mq
Sottofondo e pavimento	100 Kg/mq
Totale solaio sovrapposto in ferro	450 Kg/mq
SOLAIO IN LEGNO	
Travi in legno principali: 0.3 x 0.4 x 600 / 4.00	18 Kg/mq
Travicelli : 0.12x0.18x600 / 0.35 =	37 Kg/mq
Tavolato	20 Kg/mq

75 Kg/mq

525 Kg/mq

apitolo: CARICHI

8.1.4 Copertura in legno



Travicelli : Tavolato :

Tegole e allettamento

Totale

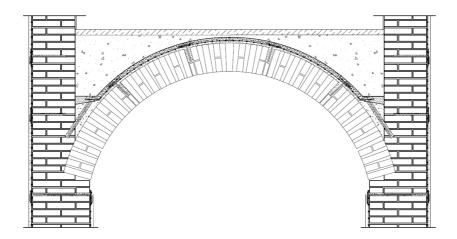
22 Kg/m²

15

135 "

172 Kg/m²

8.1.5 Solaio a volta



Volta in muratura :250 kg/mqMateriale di riempimento :200 "Pavimento e allettamento :150 "

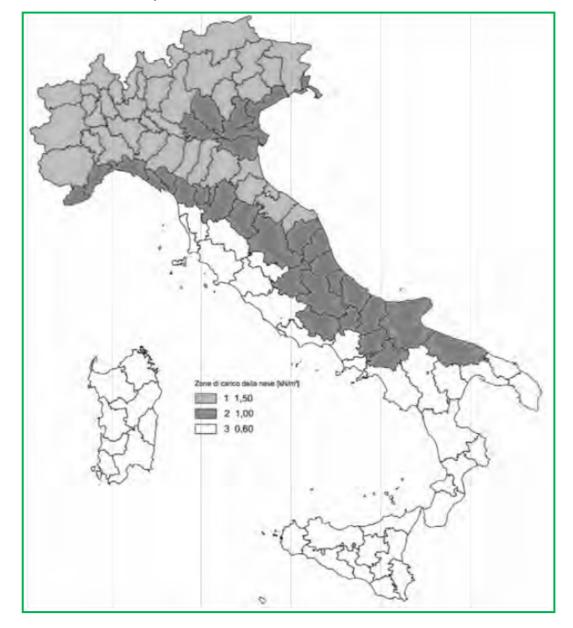
Totale permanente : G_{V_1} = 600 kg/mq

8.2 **Neve**

Per il calcolo dell'azione da considerare in presenza di neve, le NTC riportano:

CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione: $\boldsymbol{q}_{\scriptscriptstyle{s}} = \boldsymbol{q}_{\scriptscriptstyle{sk}} \cdot \boldsymbol{\mu}_{\scriptscriptstyle{i}} \cdot \boldsymbol{C}_{\scriptscriptstyle{E}} \cdot \boldsymbol{C}_{\scriptscriptstyle{t}}$ dove: è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2; è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3; μ_{i} C_{E} è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4; è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5. Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della co-

Con riferimento alla simbologia ed alle zone indicate nelle normative vigenti, il sito in esame ricade in zona 2, a meno di 200m s.l.m.



56

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \qquad \qquad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 \left[1 + \left(a_s/728\right)^2\right] \text{ kN/m}^2 \qquad \qquad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,\!50~kN/m^2 \qquad \qquad a_s \leq 200~m$$

$$q_{sk} = 1,\!35~[1+(a_s/602)^2]~kN/m^2 \qquad \qquad a_s > 200~m$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \; kN/m^2 \qquad \qquad a_s \leq 200 \; m$$

$$q_{sk} = 0,85 \; [1 + (a_s/481)^2] \; kN/m^2 \qquad \qquad a_s > 200 \; m$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \ kN/m^2 \qquad \qquad a_s \le 200 \ m$$

$$q_{sk} = 0,51 \ [1 + (a_s/481)^2] \ kN/m^2 \qquad \qquad a_s > 200 \ m$$

Il valore del carico caratteristico di riferimento al suolo, quindi, vale, nel caso in esame

 $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/mq} = 100 \text{ kg/mq}$

La copertura in questione presenta un tetto inclinato, con pendenza minore di 30°

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma				
Coefficiente di forma	0°≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α≥60°	
μ1	0,8	$0.8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0	

Nel caso in esame, quindi, il coefficiente di forma della copertura (μ_i) assume il valore:

$$\mu_1 = 0.8$$

Tab. $3.4.I$ – Valori di C_E per diverse classi di esposizione				
Topografia	Descrizione	C _E		
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9		
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0		
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1		

Il coefficiente C_E e il coefficiente C_t valgono:

$$C_E = 1;$$
 $C_t = 1$

In definitiva, i valori da considerare come carico da neve in copertura sono i seguenti:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 = 0.80 \text{ kN/mq} = 80 \text{ kg/mq}$$

58

8.3 Vento

Per il calcolo dell'azione da considerare in presenza di vento, le NTC riportano, le procedure necessarie alla determinazione della velocità di riferimento e della pressione del vento esercitata sulla costruzione.

8.3.1 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è data dall'espressione

$$V_b = V_{b,o} \cdot C_a$$

con

$$c_a = 1$$
 per $a_s \le a_o$

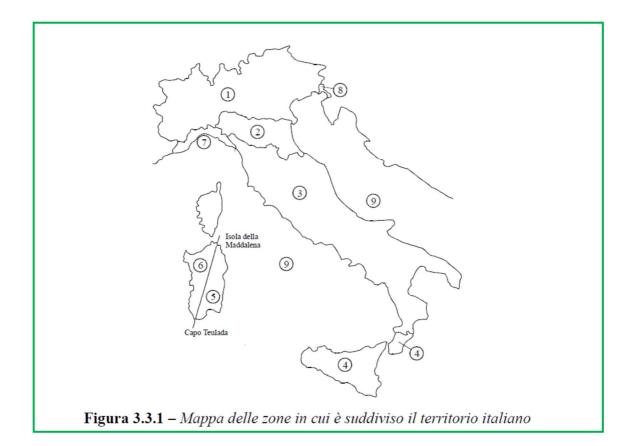
$$c_a = 1 + k_a (a_s / a_o - 1)$$
 per $a_o < a_s < 1500 m$

dove

 $v_{b,o}$; a_o ; k_a sono funzione della zona ove sorge la costruzione, forniti dalla tabella 3.3.1, in funzione delle zone definite nella figura 3.3.1;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Гаb. 3.3.I -Valori dei parametri v _{b,0} , a ₀ , k _s				
Zona	Descrizione	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della pro- vincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Nel nostro caso si ha:

$$v_{b,0}= 28 \text{ m/s};$$
 $a_0=1000\text{m};$ $k_s=0.54 \text{ 1/s};$ $a_s=6\text{m}$

Quindi il valore di v_b è pari a .

$$v_b = v_{b,o} = 28 \text{ m/s}$$

8.3.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

con

$$c_r = 0.75 \sqrt{1} - 0.2 \ln[-\ln(1 - \frac{1}{Tr})]$$

$$c_r = 1$$
 per $Tr = 50$ anni

Quindi il valore di V_r è pari a .

$$v_r = v_b = 28 \text{ m/s}$$

8.3.3 Pressione e azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d (N/m^2)$$

La azione tangente del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f (N/m^2)$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

ceè il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

cpè il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

 c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9; generalmente si assume cautelativamente pari a 1;

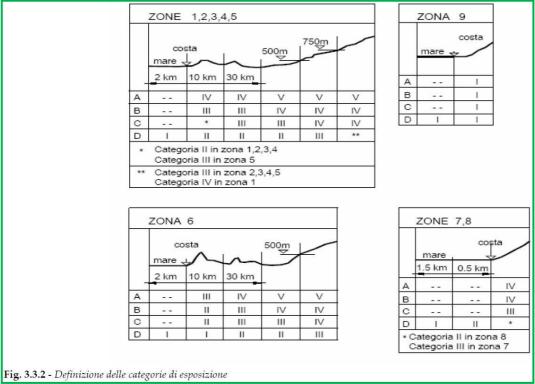
cfè il coefficiente di attrito di cui al § 3.3.8.

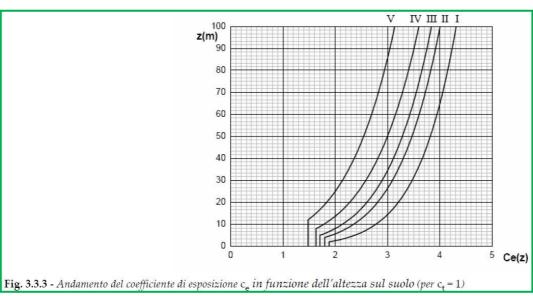
Prioritariamente vanno determinati alcuni parametri desumibili dalle tabelle 3.3.II – 3.3.III e dalle figure 3.3.2 e 3.3.3:

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione					
Categoria di esposizione del sito	K _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]		
I	0,17	0,01	2		
II	0,19	0,05	4		
III	0,20	0,10	5		
IV	0,22	0,30	8		
V	0,23	0,70	12		

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità	Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno				
Classe di rugosità del terreno	Descrizione				
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m				
В	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive				
Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D					
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)				

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).





Dalla comparazione delle tabelle e figure sopra riportate si evince, per il caso in esame:

Tabella 3.3.III → Classe di rugosità : B

Figura 3.3.2 (zona 7; classe B) → Categoria di esposizione : IV

Tabella 3.3.II \rightarrow K_r = 0.22; z₀ = 0.30 m; z_{min} = 8 m

Si ha, quindi:

 $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$

con ρ (densità dell'aria) = 1.25 kg/m³

 $q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 28^2 = 490 \text{ N/m}^2$

$$\begin{split} &c_{e,(z)} = K_r^2 \cdot c_t \cdot ln \, (z/z_o) \cdot \left[\, 7 + c_t \cdot ln(z/z_o) \, \right] \quad \text{per } z \geq z_{min} \\ &c_{e,(z)} = c_{e,(z,min)} \quad \text{per } z < z_{min} \\ &con \, z = 8 \, m \, e \, c_t = 1 \\ &c_{e,(z=8m)} = o.22^2 \, \cdot 1 \cdot ln \, (8.o/o.3o) \cdot \left[\, 7 + 1 \cdot ln(8.o/o.3o) \, \right] = 1.63 \\ &con \, z = 15 \, m \, e \, c_t = 1 \\ &c_{e,(z=15m)} = o.22^2 \, \cdot 1 \cdot ln \, (15.o/o.3o) \cdot \left[\, 7 + 1 \cdot ln(15.o/o.3o) \, \right] = 2.o7 \end{split}$$

8.3.3.1 Coefficiente di forma

Per quanto riguarda il coefficiente di forma, si fa riferimento a quanto riportato nella CNR DT207/2009 e nella Circolare esplicativa delle NTC, dove, per il caso in esame, si ha:

8.3.3.1.1 Vetrate frontali delle loggie

Sulle vetrate di chiusura delle logge il coefficiente di forma vale:

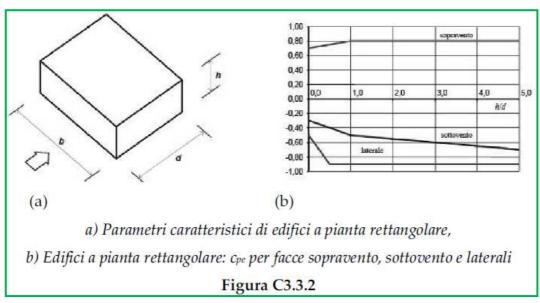


Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: cpe per facce sopravento, sottovento e laterali					
Faccia sopravento $C_U = 2,0$ $C_U = 1,5$					
$h/d \le 1$: $c_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot h/d$	$h/d \le 0.5$: $c_{pe} = -0.50.8 \cdot h/d$	$h/d \le 1$: $c_{pe} = -0.3 - 0.2 \cdot h/d$			
h/d > 1: c _{pe} = 0,8	$h/d > 0.5$: $c_{pe} = -0.9$	$1 < h/d \le 5$: $c_{pe} = -0.5 - 0.05 \cdot (h/d-1)$			

Per il caso in esame, quindi, si ha:

Elementi sopravento:

$$c_p = 0.8$$

8.3.3.1.2 Copertura a falde

Sulla copertura il coefficiente di forma vale:

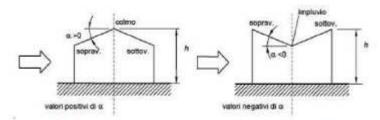


Figura C3.3.11 - Schema di riferimento per coperture a falda doppia

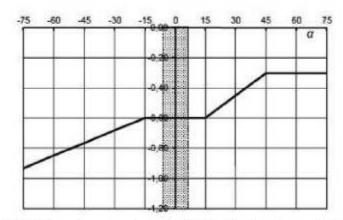


Figura C3.3.12 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo

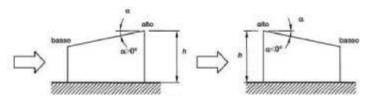


Figura C3.3.7 - Schema di riferimento per coperture a semplice falda

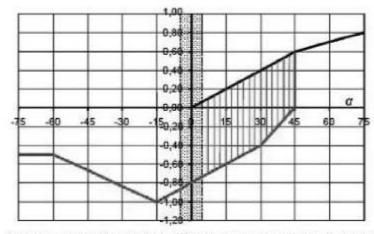


Figura C3.3.8 - Coperture a semplice falda: valori del coefficiente cp: vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.N - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi		
α≤-60° -60°≤α≤-15° -15°≤α≤30° 30°≤α≤45°	$c_{pe} = -0.5$ $c_{pe} = -0.5 - (\alpha+60)/90$ $c_{pe} = -1.0 + (\alpha+15)/75$ $c_{pe} = -0.4 + (\alpha-30)/37.5$	0°≤α≤45° 45°≤α≤75°	$c_{pe} = + \alpha/75$ $c_{pe} = + 0.6 + (\alpha - 45)/150$	

Per il caso in esame, quindi, si ha:

$$\alpha$$
 = 28°

$$c_{pe,A} = -1.0 + (28 + 15)/75 = -0.43$$
 (valore negativo – depressione verso l'alto)

$$c_{pe,A} = 28/75 = 0.37$$
 (valore positivo – pressione verso il basso)

8.3.3.1.3 Sagoma ad "albero"

Sulla sagoma a forma di "albero" (assimilato ad una insegna) la CNR DT207/2008 indica un coefficiente di forza $c_F=1.8$

8.3.3.2 Valore della pressione del vento

Per il caso in esame, quindi, si ha:

8.3.3.2.1 Vetrate frontali delle loggie

$$P_{VETR} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 490 \cdot 2.07 \cdot 0.80 \cdot 1 = 811 \text{ N/m}^2 = 81 \text{ Kg/m}^2$$

8.3.3.2.2 Copertura a falde

$$P_{COP} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 490 \cdot 2.07 \cdot 0.37 \cdot 1 = 375 \text{ N/m}^2 = 37 \text{ Kg/m}^2 \text{ (verso il basso)}$$

8.3.3.2.3 Sagoma ad "albero"

$$P_{ALBERO} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 490 \cdot 1.63 \cdot 1.80 \cdot 1 = 1438 \text{ N/m}^2 = 144 \text{ Kg/m}^2$$

8.4 Carichi variabili di esercizio

8.4.1 Carichi da norma

Le NTC riportano:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni					
Cat.	Ambienti	q _k [kN/m²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]	
	Ambienti ad uso residenziale				
A	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00	
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00	
	Uffici				
В	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00	
D	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00	
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00	
	Ambienti suscettibili di affollamento				
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoran- ti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00	
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00	
С	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00	
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00	
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00	
			tegoria d'uso se		
	Scale comuni, balconi e ballatoi		guenti limitazio		
		≥4,00	≥4,00	≥ 2,00	

pag.

Ambienti ad uso commerciale

	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00	
D	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magaz- zini	5,00	5,00	2,00	
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita			
	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale		_		
Е	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*	
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso			
	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)				
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**	
1-0	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli me- di (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160	da valutars	i caso per caso e non minori di	comunque	
	kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**	
	Coperture				
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00	
H-I-K	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo o	categorie di app	artenenza	
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso			
	prende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai material i parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barrier			nno essere	

valutate caso per caso.

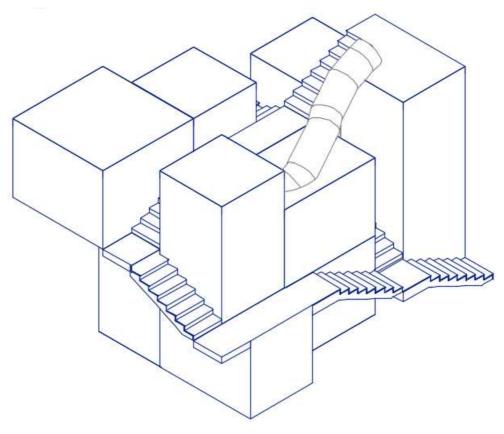
8.4.2 Valutazione del sovraccarico per gli allestimenti del 2.0 livello

Il sovraccarico variabile utilizzato per le sale di allestimento è pari a quello riportato nelle norme e relativo alle attività museali, pari a 5.0 kN/mq.

Nel seguito si riporta la verifica di tale sovraccarico nel caso dell'allestimento proposto al secondo livello del museo, consistente nella installazione dei cosiddetti "cubi".

Tale allestimento consiste nella realizzazione di piccoli ambienti visitabili da un numero limitato di persone, costruiti con struttura metallica leggera, poggiata sul solaio (quest'ultimo idoneamente rinforzato).





Il peso della struttura vale:

Pilastri - tub. 100x100x5		117,60		14,410	1694,62
Travi - tub. 100x150x5		264,60		18,330	4850,12
Cosciali scale - tub. 50x200x5		95,50		18,330	1750,52
Tubolari secondari calpestio stanze - tub. 50x100x5		264,00		7,200	1900,80
Tubolari a sostegno pedate scal - tub. 50x50x5	6,00	48,00	1,000	3,600	1036,80
cavi di irrigidimento		342,50		0,620	212,35
Basette e piastre (5%)	0,05			11445,210	572,26
SOMMANO kg					12017,47

Il valore del sovraccarico vale:

Per calpestio stanze	2,20	3,200	7,04
	3,20	2,200	7,04
	2,20	2,200	4,84
	2,20	2,200	4,84
	3,20	3,200	10,24
	3,20	2,200	7,04
	2,20	2,200	4,84
Per pedate delle scale	41,60	1,000	41,60
SOMMAN	O mq		87,48

87.48 x 200 = 17496 Kg

A = 8.60 x 7.40 = 63.64 mq

Il carico accidentale caratteristico massimo gravante sul solaio è pari a:

Inferiore a quello utilizzato, pari a 500 kg/mq

8.5 Combinazioni di carico

Le NTC riportano:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU): $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A: $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

 $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$. [2.5.7]

Per i coefficienti di combinazione, le norme riportano:

Tab. 2.5.I -	Valori	dei	coefficienti	di com	binazione
100.40.1	V HALVI L	44-	COCHICCETE	ue com	ULILIANIUILE

Categoria/Azione variabile	Ψοϳ	Ψ1j	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da val	utarsi ca	so per
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti,)		caso	
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0
I control of the cont			

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU						
	(EQU	A1	A2	
	_	$\gamma_{\scriptscriptstyle F}$				
Carichi permanenti G1	Favorevoli	2/	0,9	1,0	1,0	
	Sfavorevoli	ΥG1	1,1	1,3	1,0	
0.44	Favorevoli		0,8	0,8	0,8	
Carichi permanenti non strutturali G ₂ ⁽¹⁾	Sfavorevoli	ΥG2	1,5	1,5	1,3	
Animai amainhili O	Favorevoli	2/	0,0	0,0	0,0	
Azioni variabili Q	Sfavorevoli	Ϋ́ο̯i	1,5	1,5	1,3	

Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

In definitiva, le combinazioni di carico previste per la verifica agli stati limite ultimi sono in totale 48, riportate nella seguente tabella:

N.	G ₁	G ₂	0	Qn	Q	Q,	- C	CT _x	S,	CT
1	1,3	1,5	Q _a		0,9	0,9	S _x	0 x	0	0
2	1,3	1,5	1,5	Ψn	0,9	-0,9	0	0	0	0
3	1,3	1,5	1,5	Ψn	-0,9	0,9	0	0	0	0
		1,5		Ψn			0	0	0	0
4	1,3		1,5	Ψ _n	-0,9	-0,9		_		
5	1,3	1,5	Ψ	1,5	0,9	0,9	0	0	0	0
6	1,3	1,5	Ψ	1,5	0,9	-0,9	0	0	0	0
7	1,3	1,5	Ψ	1,5	-0,9	0,9	0	0	0	0
8	1,3	1,5	Ψ	1,5	-0,9	-0,9	0	0	0	0
9	1,3	1,5	Ψ	0,75	1,5	0,9	0	0	0	0
10	1,3	1,5	Ψ	0,75	1,5	-0,9	0	0	0	0
11	1,3	1,5	Ψ	0,75	-1,5	0,9	0	0	0	0
12	1,3	1,5	Ψ	0,75	-1,5	-0,9	0	0	0	0
13	1,3	1,5	Ψ	0,75	0,9	1,5	0	0	0	0
14	1,3	1,5	Ψ	0,75	0,9	-1,5	0	0	0	0
15	1,3	1,5	Ψ	0,75	-0,9	1,5	0	0	0	0
16	1,3	1,5	Ψ	0,75	-0,9	-1,5	0	0	0	0
17	1	1	Ψ2	0	0	0	1	1	0,3	0,3
18	1	1	Ψ2	0	0	0	1	1	-0,3	-0,3
19	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	-1	0,3	0,3
20	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	-1	-0,3	-0,3
21	1	1	Ψ2	0	0	0	1	-1	0,3	0,3
22	1	1	Ψ2	0	0	0	1	-1	-0,3	-0,3
23	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	1	0,3	0,3
24	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	1	-0,3	-0,3
25	1	1	Ψ2	0	0	0	1	1	0,3	-0,3
26	1	1	Ψ2	0	0	0	1	1	-0,3	0,3
27	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	-1	0,3	-0,3
28	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	-1	-0,3	0,3
29	1	1	Ψ2	0	0	0	1	-1	0,3	-0,3
30	1	1	Ψ2	0	0	0	1	-1	-0,3	0,3
31	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	1	0,3	-0,3
32	1	1	Ψ2	0	0	0	-1	1	-0,3	0,3
33	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	0,3	1	1
34	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	-0,3	1	1
35	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	0,3	-1	-1
36	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	-0,3	-1	-1
37	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	0,3	1	-1
38	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	-0,3	1	-1
39	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	0,3	-1	1
40	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	-0,3	-1	1
41	1	1	¥2	0	0	0	0,3	-0,3	1	1
42	1	1	¥2	0	0	0	-0,3	0,3	1	1
43	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	-0,3	-1	-1
44	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	0,3	-1	-1
45	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	-0,3	1	-1
46	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	0,3	1	-1
47	1	1	Ψ2	0	0	0	0,3	-0,3	-1	1
48	1	1	Ψ2	0	0	0	-0,3	0,3	-1	1
	thi permanen		¥2		S,		te azione sisi			
G_2 = caric Q_a = ∞ eff Q_n = ∞ eff Q_r = ∞ eff	e carichi permanente non strutturali a = coefficiente per carichi accidentali a = coefficiente per carico neve					= coefficient = coefficient = 1,5 \cdot Ψ_{0} p = 1,5 \cdot Ψ_{0} p	te per correzi te per correzi per le diverse per il carico n	one torsiona one torsiona tipologie di d eve	le agente in d le agente in d	direzione x- direzione y-
	, = coefficiente per carico vento = coefficiente azione sismica agente in direzione x-x						= 0,90 per ca = 0,90 per ca			

⁼ coefficiente azione sismica agente in direzione x-x

⁼ coefficiente azione sismica agente in direzione y-y

CT, = coefficiente per correzione torsionale agente in direzione x-x

 CT_y = coefficiente per correzione torsionale agente in direzione y-y

 $[\]Psi_{_{I}}^{'}$ = 1,5 · $\Psi_{_{00}}$ per le diverse tipologie di carico accidentale $\Psi_{_{0}}$ = 1,5 · $\Psi_{_{0n}}$ per il carico neve

 $[\]Psi_t = 1.5 \cdot 0.6 = 0.90$ per carico termico = 1,5 · 0,6 = 0,90 per carico vento

Le combinazioni per la verifica allo state limite di esercizio sono le seguenti:

per combinazioni rare (in totale 16):

N.	G,	G ₂	Q _a	Q _n	Q,	Q,	S _x	CT _x	S _v	CT,
1	1	1	1	Ψon	0,6	0,6	0	0	0	0
2	1	1	1	Ψon	0,6	-0,6	0	0	0	0
3	1	1	1	Ψοπ	-0,6	0,6	0	0	0	0
4	1	1	1	Ψ_{00}	-0,6	-0,6	0	0	0	0
5	1	1	ψ_{0i}	1	0,6	0,6	0	0	0	0
6	1	1	Ψοι	1	0,6	-0,6	0	0	0	0
7	1	1	Ψοι	1	-0,6	0,6	0	0	0	0
8	1	1	Ψαί	1	-0,6	-0,6	0	0	0	0
9	1	1	Ψοι	Ψon	1	0,6	0	0	0	0
10	1	1	Ψοι	Ψon	1	-0,6	0	0	0	0
11	1	1	Ψοί	Ψon	-1	0,6	0	0	0	0
12	1	1	Ψοι	Ψon	-1	-0,6	0	0	0	0
13	1	1	Ψοι	Ψon	0,6	1	0	0	0	0
14	1	1	Ψοι	Ψon	0,6	-1	0	0	0	0
15	1	1	Ψοι	Ψon	-0,6	1	0	0	0	0
16	1	1	Ψοι	Ψ _{Qn}	-0,6	-1	0	0	0	0

per combinazioni quasi permanenti (solo 1):

N.	G,	G ₂	Q _a	Q _n	Q	Q,	S _x	CT _x	S _v	CT,
1	1	1	Ψ02	Ψon	0	0	0	0	0	0

per combinazioni frequenti (in totale 6):

N.	G,	G ₂	Q	Q _n	Q,	Q,	S _x	CT _x	S	CT,
1	1	1	Ψ,,	Ψ _{1n}	0	0	0	0	0	0
2	1	1	ψ_{2l}	ψ_{2n}	0	0	0	0	0	0
3	1	1	ψ_{2i}	Ψ _{2n}	0,5	0	0	0	0	0
4	1	1	ψ_{2i}	Ψ_{2n}	-0,5	0	0	0	0	0
5	1	1	ψ_{2i}	Ψ _{2n}	0	0,2	0	0	0	0
6	1	1	Ψ21	Ψ _{2n}	0	-0,2	0	0	0	0

Sempre con il sequente significato dei simboli:

G,	= carichi permanente strutturali	S _o = coefficiente azione sismica agente in direzione y-y
G,	= carichi permanente non strutturali	CT _x = coefficiente per correzione torsionale agente in direzione x-x
Q,	= coefficiente per carichi accidentali	CT _v = coefficiente per correzione torsionale agente in direzione y-y
Q,	= coefficiente per carico neve	Ψ = 1,5 · Ψ per le diverse tipologie di carico accidentale
Q,	= coefficiente per carico termico	$\Psi_n = 1.5 \cdot \Psi_{0n}$ per il carico neve
Q,	= coefficiente per carico vento	Ψ, = 1,5 · 0,6 = 0,90 per carico termico
S	= coefficiente azione sismica agente in direzione x-x	$\Psi_n = 1.5 \cdot 0.6 = 0.90 \text{ per carico vento}$

9) INTERVENTI DI PROGETTO

L'impostazione generale del progetto strutturale riguarda la definizione degli interventi locali previsti, con la verifica dei nuovi elementi da realizzare e il rinforzo degli orizzontamenti soggetti ai carichi statici previsti nella funzione museale del complesso.

Secondariamente è stata presa in esame la riduzione della vulnerabilità sismica del complesso, soprattutto in relazione alla riduzione del rischio legata alla presenza di cinematismi delle murature di facciata. Ne consegue un miglioramento dell'assetto generale delle murature portanti, anche nei riquardi della risposta sismica globale.

Alleggerimento dei carichi permanenti, esecuzione di diaframmi di irrigidimento al secondo livello, miglioramento della qualità materiche di alcune pareti murarie portanti, inserimento di catene metalliche e rinforzo sommitale delle murature con fasciature in materiale composito, sono gli elementi essenziali che conducono all'ottenimento del risultato preposto.

La conservazione della destinazione d'uso preesistente (museo) non comporta incrementi di carco sugli orizzontamenti, ma comunque è stata condotta una verifica su tutti gli orizzontamenti, con la relativa progettazione degli eventuali interventi di rinforzo necessari.

Il progetto strutturale comprende le sequenti tipologie di intervento:

- ✓ <u>Murature:</u> ristilatura dei giunti di malta, che si presentano inconsistenti e sgretolati; ripristino di piccole lesioni delle murature, graduati in funzione dell'entità del danno, consistenti in semplici sarciture; rinforzo di alcuni setti murari al secondo livello con fasce in materiale composito.
- ✓ <u>Solai:</u> chiusura del solaio di copertura della zona bagni; consolidamento e rinforzo dei solai esistenti.
- ✓ <u>Catene</u>: inserimento di nuove catene metalliche, ad integrazione di quelle esistenti, per il rafforzamento dell'assetto murario e il contenimento della spinta delle coperture e per contrastare eventuali cinematismi delle pareti.
- ✓ <u>Cordolo sommitale</u>: rinforzo della parte sommitale delle murature, a formare un "cappello di chiusura", con fasce in materiale composito.

10) VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELL'EDIFICIO

L'intero complesso immobiliare è soggetto a tutela, da parte della Soprintendenza BAPSAE di Genova.

Gli interventi previsti sull'edificio in esame, quindi, devono soddisfare le prescrizioni e le indicazioni fornite dalla suddetta Soprintendenza, fermo restando l'esigenza, dal punto di vista strutturale, di ottemperare al ripristino statico del bene e a garantire la sicurezza a seguito della funzione che andrà realizzata.

Il presente progetto parte dalla attenta valutazione delle indicazioni riportate nel progetto preliminare redatto dal Comune di Genova e dal recepimento delle indicazioni fornite dalla Direzione della Mu.Ma. e dalla Soprintendenza a tutela del bene.

Il progetto strutturale contempla le predette esigenze di tutela, al fine di ottenere nella struttura a lavori ultimati, un manufatto di determinate caratteristiche statiche, con il raggiungimento di un determinato livello di sicurezza, anche nel confronto delle azioni sismiche, maggiore del livello di sicurezza del manufatto nel suo stato attuale.

Come detto, il manufatto in esame è tutelato dalla Soprintendenza come Bene Culturale; secondo le Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del Patrimonio Culturale, vale il seguente criterio "Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC). Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti."

Per procedere alla valutazione della sicurezza del manufatto, in elazione al progetto di miglioramento predisposto, si è seguito il criterio esposto all'interno delle Linee Guida sopra citate; in particolare tale documento indica, come necessarie le seguenti fasi:

- 1. Conseguire una adeguata conoscenza della struttura, che consenta di individuare le caratteristiche degli elementi che determinano il comportamento strutturale. Essa può essere ottenuta con diversi livelli di approfondimento, in funzione di criteri basati sull'accuratezza dei rilievi e delle indagini storiche (cfr. punto C8A della Circolare), sul riconoscimento dell'utilizzo di regole dell'arte, sull'individuazione del livello e della tipologia di danneggiamento, sulla capacità di ricostruzione della storia del manufatto in relazione agli eventi sismici, ed eventualmente sui risultati di indagini sperimentali. Nel caso si prevedano prove anche solo debolmente distruttive, si dovrà valutare l'impatto delle stesse sulla conservazione del manufatto, limitandosi a quelle effettivamente necessarie per lo svolgimento delle analisi; sulla base del livello di conoscenza raggiunto sarà definito un opportuno fattore di confidenza, per graduare il livello di incertezza del modello.
- 2. Adottare uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti (macroelementi), in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica, e coerentemente scegliere uno o più metodi di analisi, in modo tale da poter eseguire valutazioni con un livello di accuratezza adeguato alle finalità dello studio; il modello dovrà essere, per quanto possibile, identificato e validato sulla base del comportamento già manifestato attraverso gli stati di danneggiamento presenti, soprattutto se dovuti a fenomeni sismici. A questo proposito va sottolineato il fatto che il livello di conoscenza acquisito (ad esempio in termini di rilievo del quadro fessurativo, dell'identificazione delle fasi di trasformazione, etc.) diventa elemento fondamentale sia per la scelta del modello meccanico che per la valutazione della sua affidabilità. Nel caso in cui il progettista dovesse valutare che non è possibile mettere in conto nella valutazione della risposta strutturale il contributo di alcuni aspetti costruttivi, la cui importanza è emersa a seguito della conoscenza storica e tecnologica del manufatto, è possibile quantificare tale effetto su base soggettiva, giustificando ciò adeguatamente.
- 3. Definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, sulla base della classe d'uso del manufatto.
- 4. Valutare la vulnerabilità sismica nello stato di fatto, considerando l'azione sismica per il sito sulla base delle più avanzate conoscenze sulla pericolosità sismica; nella definizione di tale azione, tenendo anche conto di studi disponibili di

microzonazione sismica, devono essere considerati i possibili effetti di risposta sismica locale, da valutare con specifiche indagini e con i criteri indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

- 5. Progettare l'intervento di miglioramento sismico, tenendo presente la vulnerabilità nello stato di fatto, emersa dalla conoscenza diretta della fabbrica (meccanismi di danno potenziali o già manifesti) e dall'analisi sismica, e la possibilità di consolidare il manufatto con interventi compatibili con la conservazione.
- 6. Valutare la vulnerabilità sismica nello stato di progetto, attraverso un modello opportunamente modificato rispetto a quello usato per la verifica nello stato di fatto, eventualmente calibrato attraverso valutazioni qualitative. Nel caso in cui l'intervento modifichi sostanzialmente il comportamento originario, è ancor più necessario disporre di un modello meccanico attendibile, capace di rappresentare il comportamento del nuovo organismo strutturale, in quanto non è più possibile fare affidamento su quanto accertato attraverso la conoscenza sul manufatto. Valori del tempo di ritorno del sisma e accelerazione alla base inferiori a quelli previsti dalle NTC per le nuove costruzioni possono essere accettati, coerentemente con i principi del miglioramento, sia nei casi in cui il modello meccanico risulti ampiamente a favore di sicurezza, sia quando per aumentare la sicurezza del manufatto sarebbero necessari interventi non compatibili con le esigenze di conservazione.
- 7. Adottare opportune regole di dettaglio nella realizzazione degli interventi, volte ad assicurare la compatibilità dei nuovi elementi con quelli originari, la durabilità dei materiali, la massima duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

In definitiva, sul modello strutturale globale dell'edificio in esame, sono stati considerati i seguenti passaggi focali del processo di verifica del miglioramento sismico:

- a) Definizione del Livello di Conoscenza del manufatto esistente.
- b) Valutazione della vita nominale del manufatto allo stato attuale
- c) Valutazione della vita nominale del manufatto a valle dell'intervento di miglioramento. La comparazione dei due valori di cui ai punti b) e c) indicherà il livello di miglioramento

raggiunto.

10.1 Fasi progettuali per la valutazione della sicurezza (definizione di LC e Fc)

Qui di seguito si riportano sinteticamente le fasi progettuali che permettono la valutazione della sicurezza del fabbricato:

- 1. Fase di analisi
 - 1.a. Analisi storico-critica
 - 1.b. Rilievo
 - Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- 2. Definizione dei Livelli di Conoscenza (LC) e dei Fattori di Confidenza (FC);
- 3. Progettazione dell'intervento e Valutazione del Livello di sicurezza presente;
- 4. Definizione degli eventuali interventi da effettuare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza definiti dalla norma;
- 5. Ridefinizione dei livelli di sicurezza raggiunti con l'intervento, nonché le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.

Particolare attenzione è stata posta al concetto di Livello di Conoscenza che definisce le procedure per il rilievo geometrico-strutturale, per i dettagli strutturali, per la caratterizzazione meccanica dei materiali, per il metodo di analisi da utilizzare. Inoltre sono state opportunamente definite le azioni e i materiali da utilizzare negli eventuali interventi.

Il rilievo si può attuare secondo tre metodologie, ovvero mediante Verifiche *in situ* limitate, estese ed esaustive che sono caratterizzate da un livello crescente di conoscenza degli elementi costruttivi.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Geometria Dettagli Proprietà dei materiali FC

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2	Rilievo muratura,		Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	volte, solai, scale. Individuazi one carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazi one tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo -	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

Per le murature le Verifiche *in situ* sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura.

Le Prove e le Indagini *in situ* invece possono essere limitate, estese ed esaustive: per le murature vanno dalle indagini visive alle prove sperimentali (prove di compressione e di compressione-taglio) sui materiali in situ e in laboratorio. Si possono utilizzare anche "prove non distruttive" ma per non più del 50% delle "prove distruttive" previste.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in muratura, la norma stabilisce che la sicurezza della costruzione debba essere valutata sia nei confronti dei meccanismi di collasso locali e che dei meccanismi d'insieme.

A seconda del Livello di Conoscenza conseguito, ovvero Conoscenza Limitata (LC1), Conoscenza Adeguata (LC2) e Conoscenza Accurata (LC3) viene definito un Fattore di Confidenza (FC), che assume valori pari a 1.35, 1.20, 1.00 e che riduce i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente che, a loro volta, saranno ulteriormente ridotti dai coefficienti parziali di sicurezza.

Nel caso in esame:

- ✓ avendo eseguito un rilievo di tutte le strutture presenti, con la individuazione dei carichi agenti, della tipologia delle fondazioni e del quadro fessurativo;
- ✓ avendo eseguito estese verifiche in situ dei dettagli costruttivi;
- ✓ <u>avendo eseguito delle prove sulle murature di tipo esteso</u>

si assume Livello di Conoscenza LC2 e fattore di confidenza Fc = 1.20.

Per tale livello di conoscenza le norme indicano di considerare, come caratteristiche meccaniche della muratura, i seguenti valori (sempre che confermati dalla campagna di indagini eseguita):

- **Resistenze:** medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.
 - Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Volendo adottare il metodo riportato all'interno della **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09/02/2011 (Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale)**, per una valutazione più adatta a manufatti storici, si fa riferimento alla seguente espressione

$$F_{C} = 1 + \sum_{k=1}^{4} F_{Ck}$$

I valori dei fattori parziali di confidenza sono riportati nella tabella allegata alla suddetta direttiva, riportata nel seguito:

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
geometrico	rifievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini do- cumentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2}=0$
Proprietà	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
meccaniche dei	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
materiali	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
T	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
Terreno e fondazioni	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Per l'edificio in esame il calcolo del fattore di confidenza è pari a:

$$Fc = 1 + 0.05 + 0.06 + 0.06 + 0.03 = 1.20$$

che conferma il valore adottato facendo riferimento alle NTC2018.

10.2 Classificazione dell'intervento

Dopo una valutazione attenta della tipologia di intervento previsto e della loro incidenza sulla struttura esistente, è stata ipotizzata la classe di appartenenza dei lavori stessi come lavori di **Riparazione o intervento locale**, così come definito al punto 8.4.1 delle norme vigenti (NTC 2018).

8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ e può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ e, a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ e, sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta \epsilon = 1,0$.

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta \epsilon \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta \epsilon \geq 0,80$.

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

10.2.1 Verifica della tipologia di intervento

10.2.1.1 Verifica dei carichi gravanti in fondazione

Vista che la destinazione d'uso dell'immobile non cambia e non si prevedono modifiche della superficie dei solai ai vari piani, si può dichiarare che i carichi in fondazione non subiscono variazioni significative, dalla situazione ante-operam a quella post-operam, in modo da verificare la non applicabilità delle condizioni riportate al punto 8.4.3 delle norme e qui di seguito riportato:

Punto c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

10.2.1.2 Verifica della modifica di rigidezza dei setti e dei solai

La conformazione delle strutture portanti verticali non subiscono variazioni, non essendo previste aperture o chiusure di vani, né la esecuzione di nuove strutture resistenti; gli interventi di rinforzo dei solai esistenti non indurranno modifiche delle rigidezze nel piano orizzontale, in quanto si prevede la ricostruzione delle solette preesistenti, considerando le stesse collaboranti solo per il miglioramento della portanza verticale del sistema travesoletta.

Si può quindi dichiarare che non viene modificata la rigidezza dell'insieme dei setti e dei solai esistenti, e quindi che non viene modificato il comportamento generale della struttura, anche in fase sismica.

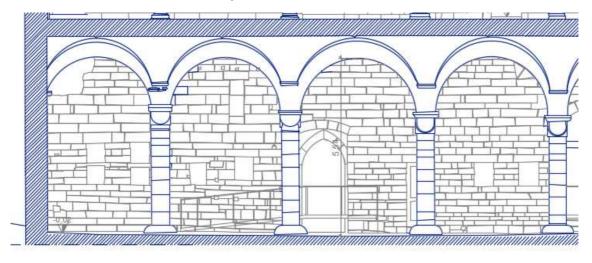
10.2.1.3 Conclusioni

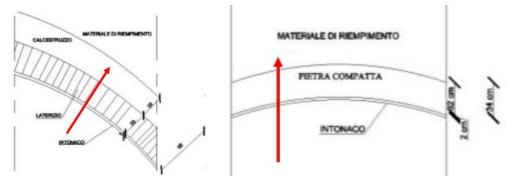
Alla luce di tutte le considerazioni sopra esposte, in definitiva si può dichiarare che l'intervento proposto è classificabile come RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE, così come definito al punto 8.4.1 delle norme (NTC 2018).

11) VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

11.1 Verifica degli elementi strutturali secondari

11.1.1 Verifica delle volte in pietra e mattoni





Nel seguito si riporta la verifica delle volte del primo piano, con il sovraccarico previsto per la destinazione museale.

Sono riportati i risultati delle verifiche a taglio, a pressoflessione e compressione limite della muratura dell'arco (porzione di volta). In particolare le verifiche a pressoflessione sono eseguite attraverso la costruzione del dominio di interazione. Per la muratura si usa il legame parabola-rettangolo (analogia al cls) mentre per l'eventuale materiale composito di rinforzo si inserisce il legame puramente lineare come consigliato dalle linee guida del CNR; per la eventuale cappa in c.a. l'acciaio è studiato con il legame elasto-plastico.

I risultati sono riportati come il grafico della linea delle pressioni, strumento utilissimo per valutare la resistenza dell'arco e il reale benificio apportato, quando si effettua un alleggerimento del riempimento.

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

Le verifiche sono riportate nel duplice caso di sovraccarico sull'intera superficie e nel caso di concentrazione del sovraccarico solo nella parte centrale.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Inserire la freccia e la luce in riferimento alla linea media dell'arco

Freccia dell'arco	f	1,40 m
Luce	21	4,80 m
Altezza sezione	t	0,20 m
Larghezza di influenza	L	4,00 m

ANALISI DEI CARICHI

EX-ANTE

peso specifico del riempimento	18,00 kN/m³
Altezza del riempimento sulla sezione di chiave	0,10 m
peso specifico del massetto	22,00 kN/m³
Spessore del massetto	0,06 m
peso specifico del pavimento	25,00 kN/m³

Spessore del pavimento	
C3-Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle	

5.00	kN/m²

0,02 m

COMBINAZIONE

SLU SFAVOREVOLE

persone suscettibili ad affollamento

COMB: $\gamma G1*G1 + \gamma G2*G1 + \gamma p*P + \gamma Q1*Qk1 + \gamma Q2*\Psi 02*Qk2 + \gamma Q3*\Psi 03*Qk3 +$

VAR PRINCIPALE: FOLLA

§2.6.1 NTC18	COEFFICIENTI PER COMBINAZIONE SLU	γG1 1,5	γ G2 1,5	γQi 1.5
§2.5.3 NTC18	CATEGORIA AZIONE		Ψ1j	Ψ2j
92.5.3 NTC18	VARIABILE FOLLA:	0,7	0,7	0,6

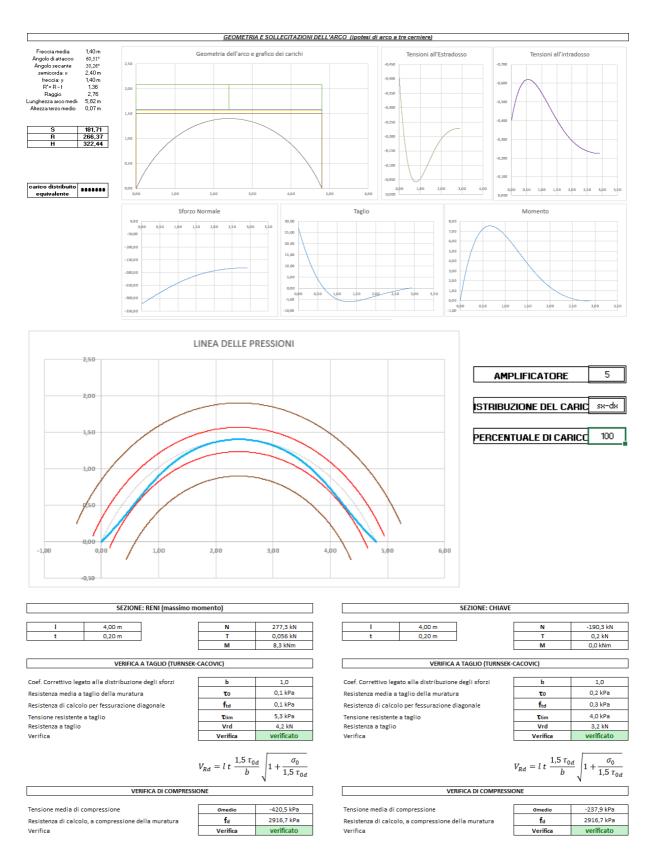
AZIONE SISMICA	Coef. E	0,00
PERMANENTE STRUTTURALE	Coef. G1	1,30
PERMANENTE NON STRUTTURALE	Coef. G2	1,50
VARIABILE PRINCIPALE	Coef. Qk1	1.50

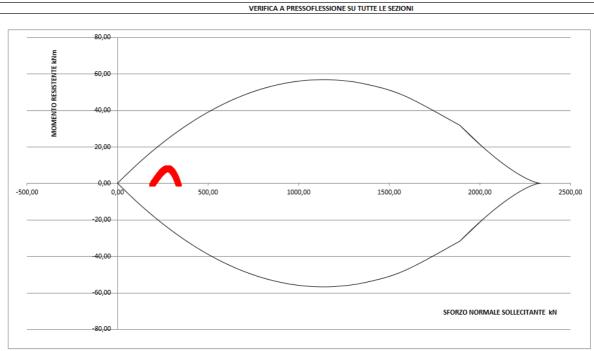
TIPOLOGIA DELLA MURATURA

Muratura in mattoni pieni e malta di calce						
Livello di conoscenza	LC	LC2				
Fattore di confidenza	FC	1,2				

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

11.1.1.1 Sovraccarico sul totale della superficie





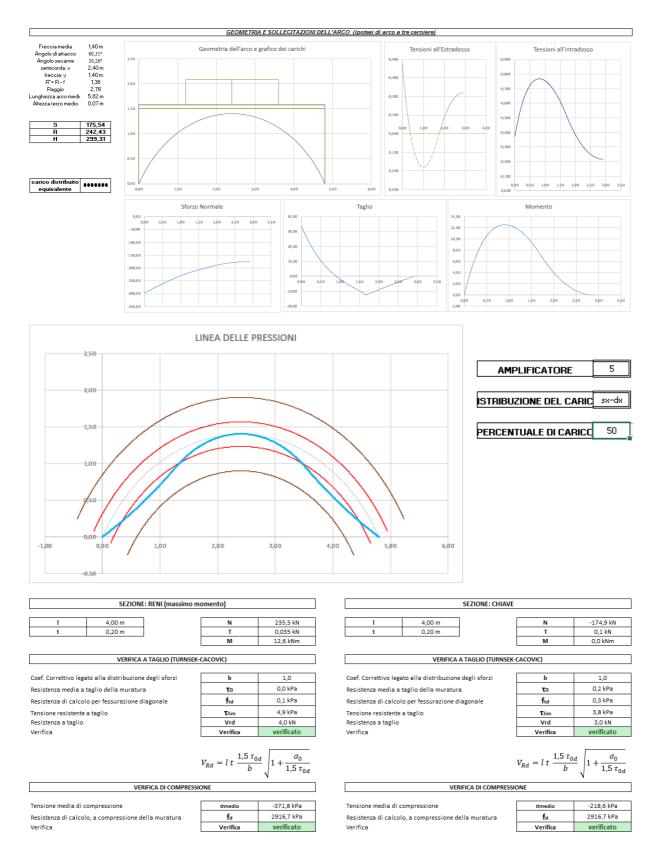
I valori positivi sull'ascisse si riferiscono alla compressione

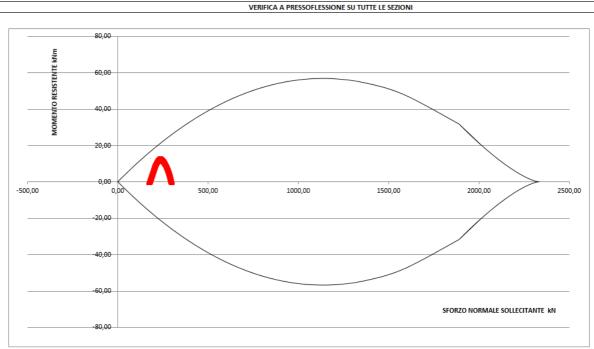
Quando le coppie di punti N-M non sono contenute all'interno del dominio la verifica non è soddisfatta

pag.

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

11.1.1.2 Sovraccarico concentrato in chiave

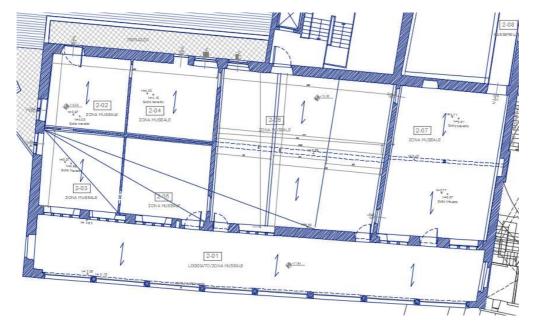




I valori positivi sull'ascisse si riferiscono alla compressione

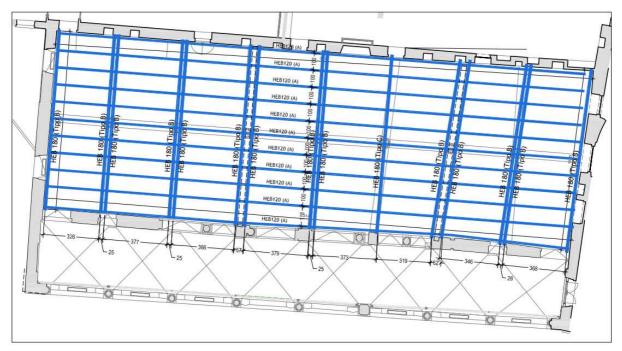
Quando le coppie di punti N-M non sono contenute all'interno del dominio la verifica non è soddisfatta

11.1.2Rinforzo solaio in ferro del 2.0 livello



Il solaio del secondo livello della Commenda è costituito da una sovrapposizione di strutture. Quella originaria (che si vede dall'intradosso) è costituita da un ordito di travicelli in legno e tavolato, poggiato su travi principali in legno e archi in muratura.

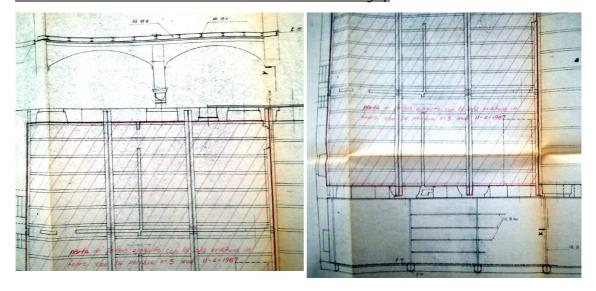
Durante la esecuzione di lavori di trasformazione del complesso negli anni 60, è stato realizzato, al di sopra di quello originario, un nuovo solaio in putrelle di ferro e tavelloni, con getto di completamento in calcestruzzo. Solo a tale ultima struttura (solaio in ferro) è demandato il compito dell'assorbimento dei carichi gravanti in estradosso.



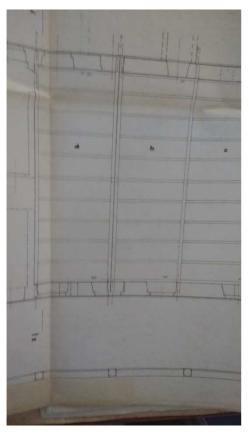
Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

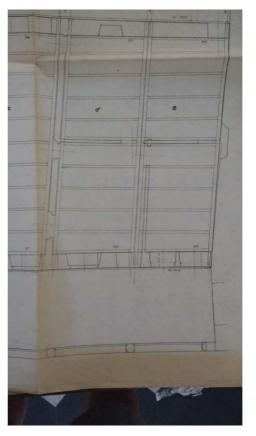
Gli schemi statici sono stati desunti dalla consultazione della scarsa documentazione grafica relativa a tali lavori, in possesso della Soprintendenza, confortata da alcuni saggi conoscitivi eseguiti in cantiere.

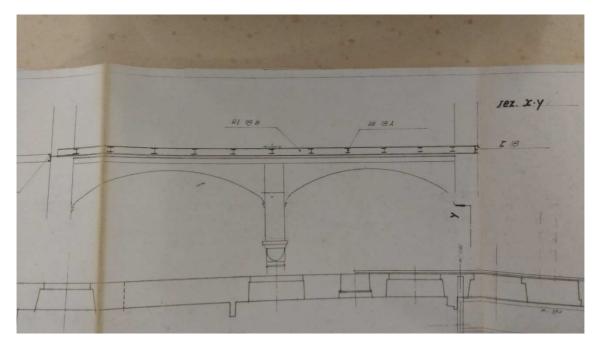
PARTE DI SOLAIO REALIZZATO CON PERIZIA DEL 1967



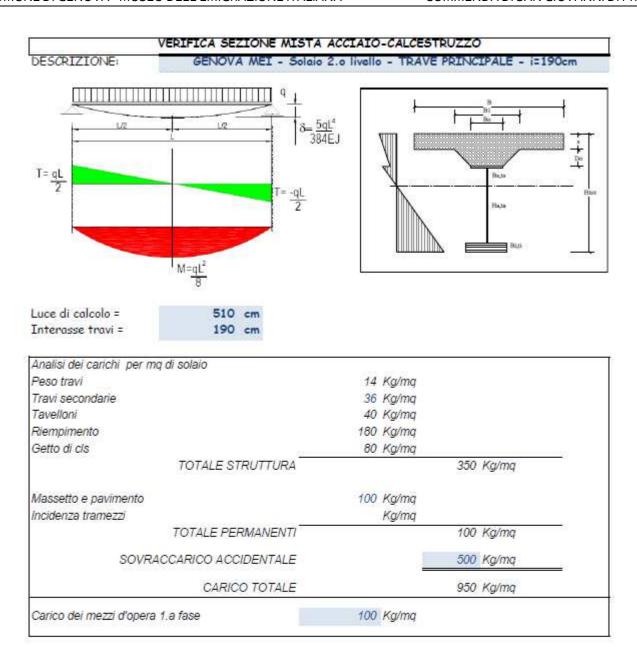
PARTE DI SOLAIO REALIZZATO CON PERIZIA DEL 1968

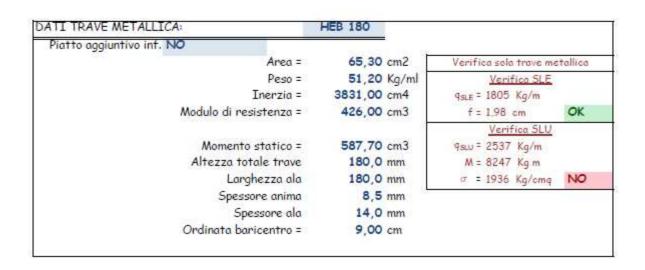






Nel seguito sono riportati i calcoli di verifica delle travi allo stato attuale e dopo l'intervento di rinforzo da realizzare.





DATI SOLETTA IN C.A.				
SPESSORE SOLETTA	s=	5,00 cm		
ALTEZZA RACCORDO	D _o =	0,00 cm		
BASE INFERIORE RACCORDO	B _o =	18,00 cm		
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₁ =	18,00 cm		
ARM. METALLICA SUPERIORE	$A_f =$	2,51 cmq/m	5 Fi 8	
COPRIFERRO	c=	2,00 cm		
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORA	NTE			
LUCE DELLA TRAVE	L=	5,10 m		
INTERASSE TRAVI	i=	1,90 m		
B = E	Bo + 10 * s = 68.	00 cm		
B = B	o+L/5 = 120	,00 cm		
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	120 cm		

CARATTERISTICHE DE		Đ.		
	Fattore di Conf. (Fc)			
TIPO DI ACCIAIO	1,35	5 235	fyk=2350 Kg/cmg	fyd=1658 Kg/cmg
CLASSE CLS	1,00	C25/30	Rok = 300 Kg/cmg	fed=141 Kg/cmg
COEFF. DI MATURAZ.	cf∞=	2		

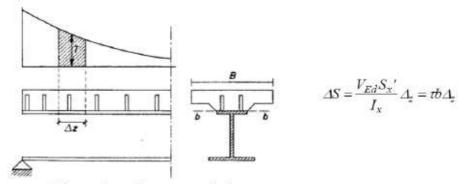
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SE	ZIONE:		H= 23	3,00 cm
	BRE	BREVE DURATA		NGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	7,50	n=	22,50
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	148,32 cm ²	A=	94,98 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	2291,03 cm ³	Si=	1197,70 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	y=	15,45 cm	У=	12,61 cm
MOM, STATICO SOLETTA	S=	3031,81 cm ³	S=	4734,19 cm ³
INERZIA BARIC, SEZ. OMOG.	J=	8847,41 cm ⁴	J=	6609,91 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SI	EZIONE MIST	A:		
	BRE	VE DURATA	LUI	NGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	1171,37 cm ³	Wc,s=	636,16 cm ⁴
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	3465,48 cm ³	Wc.i=	1226,26 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	3465,48 cm ³	Wc,a=	1226,26 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Was=	3465,48 cm ³	Wa,s=	1226,26 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa.i=	572,76 cm ³	Wa.i=	524,19 cm

SOLLECITAZIONI AGENTI (SLU):	- 8	Presenza di puntelli in tase di getto soletta?					
1º FASE : Fase di costruzione	Q1 =	1112 Kg/mq	(peso struttura + mezzi d'opera				
MOMENTO	M=	3613,76 Kgm					
TAGLIO	T=	2834,33 Kg					
2° FASE : Con soletta collaborante	Q2 =	0 Kg/mq	(aggiunta di perm. senza m.d'o.)				
MOMENTO	M=	0,00 Kgm					
iniziali TAGLIO	T=	0,00 Kg					
MOMENTO	M=	0,00 Kgm					
finali TAGLIO	T=	0,00 Kg					
3° FASE : In esercizio	Q3 =	1425 Kg/mg	(accidentali)				
MOMENTO	M=	4633,03 Kgm					
TAGLIO	T=	3633,75 Kg					

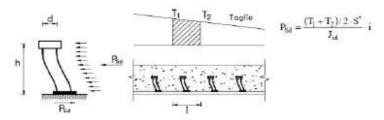
VERIFICHE DELLA SEZ	IONE:	=					
10 FACE - T							
1° FASE : I carichi del p				•			
Tensioni normali:	piattabanda supe			acciaio	σ=	-848,30	_
Tanaiani tanaansiala ma	piattabanda infer	iore		acciaio	σ=	848,30	_
Tensioni tangenziale ma				acciaio	τ=	165,25	Kg/cm ²
Abbass. (no mez. d'op.) Abbassamento		3 cm 1 cm =L/54	Б	/ may	/200	= 1,70 cm)	ОК
Abbassamento	0,9-	r cm -L/54	9	(max i	L/ 300	- 1,70 cm)	OK
2° FASE : Il calcestruz	zo ha fatto presa	la sezione nea	nente é i	nuella mieta	entton	neta	
alle sollecitazioni deriva			_		_		
- tensioni iniziali	ann dar cartern per	manerm (dem	dendo i e	arrem der m	0221 0	эрсгау	
Tensioni normali:	piattabanda supe	riore		acciaio	σ=	0.00	Kg/cm ²
rensioni normani	piattabanda infer			acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletto			cls	σ=		Kg/cm ²
	bordo inf soletta			cls	σ=		Kg/cm ²
	sezione d'attacca			CIS	σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	v aul	ole tra esletta	e tnave	TS_x	-		Kg/cm ²
rensioni rangenziare ma	^ Sui	cls tra soletta	acciaio	$\tau_c = \frac{1}{I.b}$	τ=		Kg/cm ²
- tensioni finali			accidio	-1-		0,00	ag/ cm
Tensioni normali:	piattabanda supe	nione		acciaio	σ=	0.00	Kg/cm ²
rensioni normani	piattabanda infer			acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletto			cls	σ=		Kg/cm ²
	bordo inf soletta			cls	σ=		Kg/cm ²
							Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	sezione a arracci	acciaio-cls cls tra soletta	e trave	TS_x	τ=		Kg/cm ²
rensioni rangenziale ma	x sui	cis ira soletta	acciaio	$\tau_c = \frac{\pi}{I b}$	τ=		Kg/cm ²
Abbass. (solo perm.)		2 cm	acciaio	1	1-	0,00	kg/cm
Abbass. (solo perilli)	0,10	- CIII					
3° FASE : Fase di eserc	izio i sovnaccanic	hi gaiscono sul	a sezion	e composta i	accinio-	cleed	
hanno carattere di brev		rii agiscono sai	a sezioni	e composita i	accidio	cis ca	
	piattabanda supe	nione		acciaio	σ=	-133,69	Ka/cm ²
rension norman	piattabanda infer			acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletto			cls	σ=		Kg/cm ²
	bordo inf soletta			cls	σ=		Kg/cm ²
	sezione d'attacc			CIS			Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma			e tnave	TS_x	σ= τ=		Kg/cm ²
rensioni rangenziale ma	× 301	cis ira solerio	acciaio	$\tau_c = \frac{1}{I_x b}$	τ=		Kg/cm ²
Abbass. (solo acc.)	0.45	5 cm =L/113					OK CIT
7100033. (3010 0CC.)	U,T:	, cm -L/11.	,_	(max	2,300	- 1,70 cm)	
TENSIONI COMPLESS	TVF:						
Tensioni normali:	piattabanda supe	riore		acciaio	σ=	-981.99	Kg/cm ²
					_		
	piattabanda infer	iore		acciaio	σ=	1657 20	NG/ Cm
	piattabanda infer bordo sup. soletta			acciaio cls	σ= σ=	1657,20 -52.74	
	bordo sup. soletto			cls	σ= σ=	-52,74	Kg/cm ²
	bordo sup. soletto bordo inf soletta	1		_	σ= σ=	-52,74 -17,83	Kg/cm² Kg/cm²
Tensioni tangenziale ma	bordo sup. soletto bordo inf soletta sezione d'attacco	a acciaio-cls	e trave	cls	σ= σ=	-52,74 -17,83 -17,83	Kg/cm² Kg/cm² Kg/cm²
Tensioni tangenziale ma	bordo sup. soletto bordo inf soletta sezione d'attacco	1	e trave	cls	σ= σ=	-52,74 -17,83 -17,83 6,43	Kg/cm² Kg/cm²

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

COLLEGAMENTO TRAVE -SOLETTA



Schema di verifica strutturale dei connettori



forza di scorrimento agente uni singolo piolo

Dalle NTC 2018:

4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori

La resistenza di progetto a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{xd,x} = 0.8 f_{xx} (x d^2 / 4) / y_{yy}$$
 [4.3.9]
 $P_{xd,x} = 0.29 \alpha d^2 (f_{xx} E_{xx})^{0.7} / y_{yy}$ [4.3.10]

dove:

 γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3;

 f_{ti} è la resistenza caratterística a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_{ti} \le 500 \, \mathrm{MPa}$);

fice è la resistenza cilindrica caratterística del calcestruzzo della soletta;

Equ. è il valore medio del modulo elastico secante del calcestruzzo della soletta definito al § 11.2.10.3;

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

her è l'altezza del piolo dopo la saldatura;

 $\begin{array}{lll} \alpha = 0.2 \, (h_{sc} \, / \, d + 1 \,) & \text{per } 3 \leq h_{sc} \, / \, d \leq 4, & [4.3.11 \, a] \\ \alpha = 1.0 & \text{per } h_{sc} \, / \, d \geq 4. & [4.3.11 \, b] \end{array}$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI CONNETTORI

diametro connettori 12 mm OK altezza connettori 4 cm h/d = 3.33 OK $f_u = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

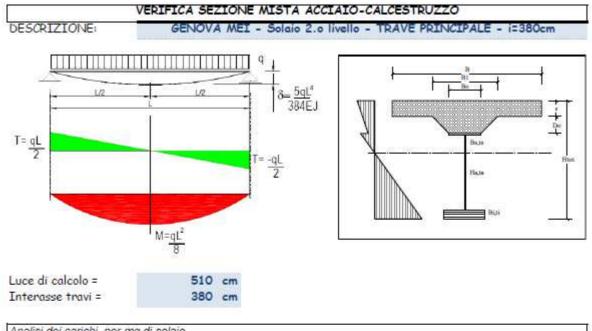
E_{cm} = 275000 Kg/cm²

 $\alpha = 0.9$ RESISTENZA A TAGLIO CONNETTORE : $P_{Rd,a} = 3257 \text{ Kg}$

RESISTENZA CONTATTO CLS A RIFOLLAMENTO : PRd,c = 2396 Kg

e 10		0			
Sull'appoggio (L/4) :	Dati:	n° connettori per fila	1		
		interasse connettori	15	cm	
	Risultati :	τ =	6,43	Kg/cm²	
		$\Delta z = L/4 =$	127,5	cm	
	scorrimento t	totale nel tratto = $ au$ b Δ z =	14748	Kg	
	For	rza sul singolo connettore =	1735	Kg	OK
In mezzeria	Dati:	n° connettori per fila	1		
In mezzeria	Dati:	n° connettori per fila interasse connettori	1 30	cm	
In mezzeria	Dati: Risultati :	interasse connettori		cm Kg/cm²	
In mezzeria		interasse connettori	3,213	Kg/cm²	
In mezzeria	Risultati :	interasse connettori $ au$ =	3,213 127,5	Kg/cm² cm	

Sollecitazione flessionale massima totale:



Peso travi	14 Kg/mg	
Travi secondarie	36 Kg/mg	
Tavelloni	40 Kg/mq	
Riempimento	180 Kg/mq	
Getto di cls	80 Kg/mq	19
TOTALE STRUTTURA	5000000	350 Kg/mq
Massetto e pavimento	100 Kg/mg	
Incidenza tramezzi	Kg/mg	
TOTALE PERMANENTI		100 Kg/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE	8	500 Kg/mq
CARICO TOTALE		950 Kg/mq
Carico dei mezzi d'opera 1.a fase	100 Kg/mq	

ATI TRAVE METALLICA:	HEB 180		Bpiatto	Hpiatte	,
Piatto aggiuntivo inf. SI BxH	160×15	mm	160 mm	15 mn	1
Area =	89,30	cm2	Verifica s	ola trave me	tallica
Peso =	70,04	Kg/ml	Ve	rifice SLE	
Inerzia =	4977,08	cm4	9sle = 361	0 Kg/m	
Modulo di resistenza sup. =	419,89	cm3	f = 3,0	4 cm	NO
Modulo di resistenza inf. =	650,87	cm3	Ve	rifica SLU	
Momento statico =	682,86	cm3	9su = 507	73 Kg/m	
Altezza totale trave	195,0	mm	M = 164	94 Kg m	
Larghezza ala	180,0	mm	$\sigma = 392$	28 Kg/cmg	NO
Spessore anima	8,5	mm			
Spessore ala	14,0	mm			
Ordinata baricentro =	7,65	cm			

DATI SOLETTA IN C.A.				
SPESSORE SOLETTA	s=	5,00 cm		
ALTEZZA RACCORDO	D _o =	0,00 cm		
BASE INFERIORE RACCORDO	B _o =	18,00 cm		
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₁ =	18,00 cm		
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	2,51 cmq/m	5 Fi 8	
COPRIFERRO	c=	2,00 cm		
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORA	NTE			
LUCE DELLA TRAVE	L=	5,10 m		
INTERASSE TRAVI	i=	3,80 m		
B = 8	30 + 10 * s = 68,0	00 cm		
B = B	o+L/5 = 120	,00 cm		
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	120 cm		

	Fattore di Conf. (Fc)	i.		
TIPO DI ACCIAIO		5 275	fyk=2750 Kg/cmg	fyd=2619 Kg/cmg
CLASSE CLS	1,00	C25/30	Rok = 300 Kg/cmq	fed=141 Kg/cmg
COEFF, DI MATURAZ.	cf∞=	2	(2) N	- B W

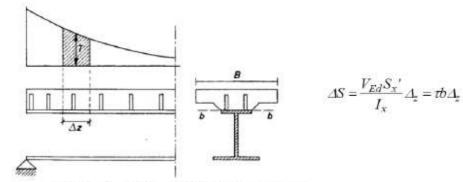
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SE	ZIONE:		H= 24,50 cm		
	BRE	VE DURATA	LUI	NGA DURATA	
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	7,50	n=	22,50	
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	172,32 cm ²	A=	118,98 cm ²	
MOM, STATICO INFERIORE	Si=	2510,72 cm ³	Si=	1337,39 cm ³	
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	14,57 cm	У=	11,24 cm	
MOM. STATICO SOLETTA	S=	4457,74 cm ³	S=	6455,90 cm ³	
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	14030,00 cm ⁴	J=	9655,38 cm ⁴	
MODULI DI RESISTENZA DELLA S	EZIONE MIST	Γ A :			
	BRE	VE DURATA	LUN	NGA DURATA	
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	1412,95 cm ³	Wc,s=	728,17 cm ³	
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	2846,09 cm ³	Wc,i=	1168,96 cm ³	
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	2846,09 cm3	Wc,a=	1168,96 cm ³	
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	2846,09 cm ³	Wa,s=	1168,96 cm3	
PIATTABANDA INFERIORE	Wa.i=	962,91 cm ³	Wa,i=	859,01 cm ³	

SOLLECTIAZIONI AGENTI (SLU):		Presenza di puntelli	i in tase di getto soletta? NO
1º FASE : Fase di costruzione	Q1 =	2223 Kg/mq	(peso struttura + mezzi d'opera)
MOMENTO	M=	7227,53 Kgm	
TAGLIO	T=	5668,65 Kg	
2° FASE : Con soletta collaborante	Q2 =	0 Kg/mg	(aggiunta di perm. senza m.d'o.)
MOMENTO	M=	0,00 Kgm	
iniziali TAGLIO	T=	0,00 Kg	
MOMENTO	M=	0,00 Kgm	
finali TAGLIO	T=	0,00 Kg	
3° FASE : In esercizio	Q3 =	2850 Kg/mq	(accidentali)
MOMENTO	M=	9266,06 Kgm	(i)(i)
TAGLIO	T=	7267,50 Kg	

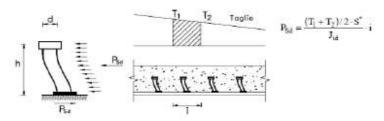
VERIFICHE DELLA SEZ	ZIONE:					
10 FACE T : . .		lı .				
	peso proprio e dei mezzi	d'opera sono sup	-			_
Tensioni normali:	piattabanda superiore		acciaio	σ=	-1721,27	_
-	piattabanda inferiore		acciaio	σ=	1110,44	_
Tensioni tangenziale ma			acciaio	τ=	342,00	Kg/cm ²
Abbass. (no mez. d'op.) Abbassamento	1,12 cm	-I /2E4	/	/200	- 170	OV
Abbassamento	1,44 cm	=L/354	(max L	_/300	= 1,70 cm)	OK
20 EACE . Tl coloostmus	zo ha fatto presa; la sez	riana nagganta á	aualla miata .	anttono	ata	
	anti dai carichi permaner	_	•			
- tensioni iniziali	ann dai carichi permaner	iii (deirdendo i c	arichi dei me	5221 U O	peraj	
Tensioni iniziaii	piattabanda superiore		acciaio		0.00	Kg/cm ²
rensioni normani	piattabanda inferiore		acciaio	σ= σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletta		cls			_
	bordo sup. soletta			σ=		Kg/cm ²
		:l-	cls	σ=		Kg/cm ²
Tanadani kaomini	sezione d'attacco accia	io-cls a soletta e trave acciaio	TS.	σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	x sul cis tr	a soletta e trave	$\tau_c = \frac{x}{I h}$	τ=		Kg/cm ²
- tensioni finali		acciaio	1,0	τ=	0,00	Kg/cm ²
- tensioni tinali Tensioni normali:	niattahanda		annini-		0.00	V-/2
Tensioni normali:	piattabanda superiore		acciaio	σ=		Kg/cm ²
	piattabanda inferiore		acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletta bordo inf soletta		cls	σ=		Kg/cm ²
			cls	σ=		Kg/cm ²
-	sezione d'attacco accia	io-cis	TS	σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	x sul cls tr	a soletta e trave	$\tau_c = \frac{1-x}{I \cdot h}$	τ=		Kg/cm ²
ALL (I)		acciaio	$I_x o$	τ=	0,00	Kg/cm ²
Abbass. (solo perm.)	0,17 cm					
29 EACE : East di assur	.:=::	anna aulla annian			ala ad	
3" FASE : Fase ai esera hanno carattere di brev	cizio; i sovraccarichi agis	cono sulla sezion	e composta o	icciaio-	cis ea	
nanno carattere ai brev Tensioni normali:			:-:-		225.57	V=/2
Tensioni normali:	piattabanda superiore		acciaio	σ=	-325,57	_
	piattabanda inferiore		acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletta		cls	σ=		Kg/cm ²
	bordo inf soletta	ta ala	cls	σ=		Kg/cm ²
Tanaiani kasaiala	sezione d'attacco accia		$\tau = \frac{TS_x}{}$	σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	x sui cis tr	a soletta e trave	" C T L	τ=		Kg/cm ²
Abbasa (sala sas)	0 E7 am	acciaio	4	τ= /200		Kg/cm ² OK
Abbass. (solo acc.)	0,57 cm	=L/898	(max L	_/300	= 1,70 cm)	OK
						l
TENSIONI COMPLESS	TVE:					
Tensioni normali:	piattabanda superiore		acciaio	σ=	-2046,85	Ka/cm ^c
rensioni normani	piattabanda inferiore				2072,74	
	bordo sup. soletta		acciaio cls	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletta			σ=		Kg/cm ²
		:l-	cls	σ=		-
Tourism the Colonia	sezione d'attacco accia			σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale mo	x sul cls tr	a soletta e trave		τ=		Kg/cm ^c
Abbaaaamanta	1.05	acciaio	(τ= /250 ·		Kg/cm ^c
Abbassamento tot.	1,85 cm	=L/275	(max L	7250	= 2,04 cm)	OK

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

COLLEGAMENTO TRAVE -SOLETTA



Schema di verifica strutturale dei connettori



forza di scommento agente uni singolo piolo

Dalle NTC 2018:

4.3.4.3.1.2 Resistenza del connettori

La resistenza di progetto a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Max} = 0.8 f_{th} (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$
 [4.3.9]
 $P_{Max} = 0.29 \alpha d^3 (f_{th} E_{tm})^{0.5} / \gamma_V$ [4.3.10]

dove:

 γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3;

 f_{ik} é la resistenza caratterística a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_{ik} \le 500$ MPa);

fai è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo della soletta;

E_{on} è il valore medio del modulo elastico secante del calcestruzzo della soletta definito al § 11.2.10.3;

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura;

 $\alpha = 0.2 (h_{\infty} / d + 1)$ per $3 \le h_{\infty} / d \le 4$, [4.3.11 a] $\alpha = 1.0$ per $h_{\infty} / d > 4$. [4.3.11 b]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI CONNETTORI

diametro connettori 12 mm OK altezza connettori 4 cm h/d = 3.33 OK $f_u = 4500 \text{ Kg/cm}^c$

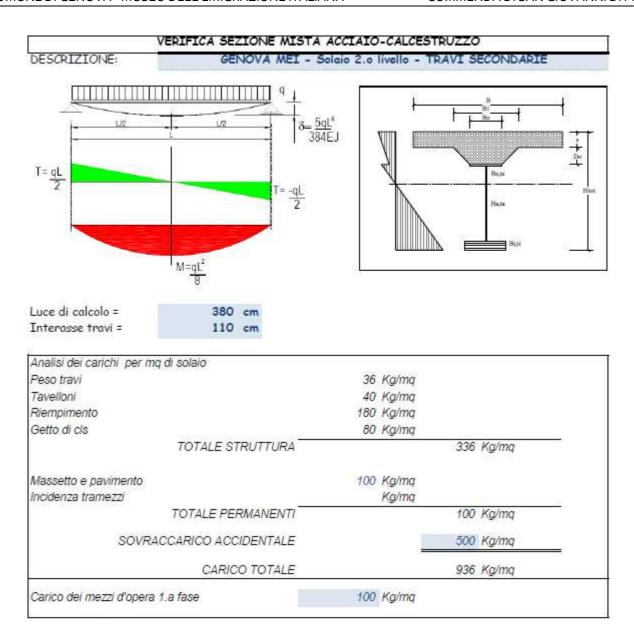
 $E_{cm} = 275000 \text{ Kg/cm}^2$ $\alpha = 0.9$

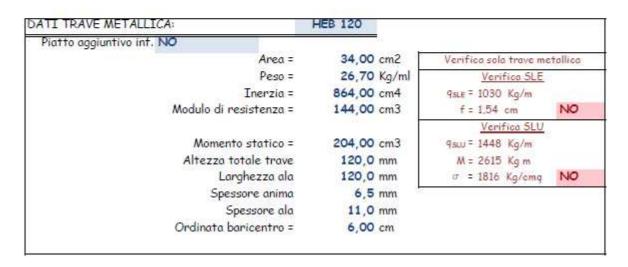
RESISTENZA A TAGLIO CONNETTORE : P_{Rd,a} = 3257 Kg RESISTENZA CONTATTO CLS A RIFOLLAMENTO : P_{Rd,c} = 2396 Kg

VERIFICA CONNETT	ORI				
Sull'appoggio (L/4) :	Dati:	n° connettori per fila	20		
	Risultati :	interasse connettori τ =		Kg/cm ²	
		∆z = L/4 =		-	
	scorrimento t	otale nel tratto = $ au$ b Δ z =	27536	Kg	
	For	za sul singolo connettore =	2160	Kg	OK
In mezzeria	Dati:	n° connettori per fila	2		
		interasse connettori	40	cm	
	Risultati :	τ=	5,999	Kg/cm²	
		$\Delta z = L/4 =$	127,5	cm	
	scorrimento t	otale nel tratto = $ au$ b Δ z =	13768	Kg	
	For	za sul singolo connettore =	2160	Kg	OK

Sollecitazione flessionale massima totale:

M_{max} = 7227 + 9266 = 16493 daNm





DATI SOLETTA IN C.A.		Company of the Compan		
SPESSORE SOLETTA	s=	5,00 cm		
ALTEZZA RACCORDO	D _o =	0,00 cm		
BASE INFERIORE RACCORDO	B _o =	12,00 cm		
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₁ =	12,00 cm		
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	2,51 cmq/m	5 Fi 8	
COPRIFERRO	c=	2,00 cm		
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORA	NTE			
LUCE DELLA TRAVE	L=	3,80 m		
INTERASSE TRAVI	i=	1,10 m		
B = 6	30 + 10 * s = 62,0	00 cm		
B = B	o+L/5 = 88,0	00 cm		
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	88 cm		

	Fattore di Conf. (Fc)	£		
	the state of the s		1000 SASSARWO (VEST 0 10 STEP 200 1 0
TIPO DI ACCIAIO	1,35	5 235	fyk=2350 Kg/cmq	fyd=1658 Kg/cmq
CLASSE CLS	1,00	C25/30	Rck = 300 Kg/cmg	fcd=141 Kg/cmg
COEFF. DI MATURAZ.	cf∞=	2	27 27 1	S 8

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SE	H= 17	.00 cm		
	BRE	VE DURATA	LUN	IGA DURATA
COEFFIC, DI OMOGENEIZZ.	n=	7,50	n=	22,50
AREA SEZ, OMOGENEA	A=	94,88 cm ²	A=	55,77 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	1087,84 cm ³	Si=	520,73 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	11,47 cm	Y=	9,34 cm
MOM, STATICO SOLETTA	5=	1335,11 cm ³	S=	2271,47 cm ³
INERZIA BARIC, SEZ, OMOG.	J=	2569,70 cm ⁴	J=	1875,56 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SE	ZIONE MIST	'A:	27.74	
	BRE	VE DURATA	LUN	IGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	464,32 cm ³	Wc,s=	244,77 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	4809,02 cm ³	Wc,i=	704,46 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	4809,02 cm ³	Wc,a=	704,46 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Was=	4809,02 cm3	Wa.s=	704,46 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	224,12 cm ³	Wa,i=	200,86 cm ³

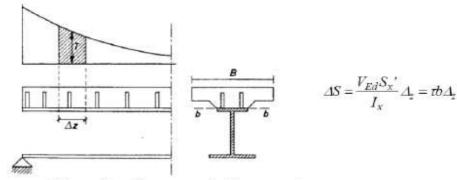
1° FASE : Fase di costruzione		===	lli in tase di getto soletta? NO	
		Q1 =	623 Kg/mq	(peso struttura + mezzi d'opera
	MOMENTO	M=	1125,38 Kgm	
	TAGLIO	T=	1184,61 Kg	
2° FASE : Con soletta c	ollaborante	Q2 =	0 Kg/mq	(aggiunta di perm. senza m.d'o.)
	MOMENTO	M=	0,00 Kgm	
iniziali	TAGLIO	T=	0,00 Kg	
	MOMENTO	M=	0,00 Kgm	
finali	TAGLIO	T=	0,00 Kg	
3° FASE : In esercizio		Q3 =	825 Kg/mq	(accidentali)
	MOMENTO	M=	1489,13 Kgm	
	TAGLIO	T=	1567,50 Kg	

	ZIONE:						
		=					
1° FASE : I carichi del			opera sono sup	portati dall	a sola se		_
Tensioni normali:	piattabanda super			acciaio	σ=	-781,51	_
	piattabanda inferi	iore		acciaio	σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale mo	1X			acciaio	τ=	151,87	Kg/cm ²
Abbass. (no mez. d'op.)	0,55	cm					
Abbassamento	0,72	cm	=L/529	(max	L/300	= 1,27 cm)	OK
2° FASE : Il calcestruz	zzo ha fatto nneca:	la cezia	ne neggente é i	quella mieta	enttono	eta	
alle sollecitazioni deriv			_	•			
- tensioni iniziali	ann dar carrent per	munerm	(derruendo re	arieni dei ni	6221 G 0	peraj	
Tensioni normali:	piattabanda super	iono		acciaio	σ=	0.00	Kg/cm ²
rensioni normani	piattabanda inferi			acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletta			cls			_
		1			σ=		Kg/cm ²
	bordo inf soletta			cls	σ=		Kg/cm ²
	sezione d'attacco	acciaio-	cls oletta e trave acciaio	TS	σ=		Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	x sul	cis tra s	oletta e trave	$\tau_c = \frac{1-\chi}{I}$	- τ=		Kg/cm ²
			acciaio	$I_x D$	τ=	0,00	Kg/cm ²
- tensioni finali		_					
Tensioni normali:	piattabanda super			acciaio	σ=		Kg/cm ²
	piattabanda inferi			acciaio	σ=		Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	l		cls	σ=		Kg/cm ²
	bordo inf soletta			cls	σ=		Kg/cm ²
	sezione d'attacco	acciaio-	cls	TC	σ=	0,00	Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	ox sul	cls tra s	oletta e trave	$\tau_c = \frac{I S_x}{I S_x}$	τ=	0,000	Kg/cm ²
			acciaio	$I_x b$	τ=	0,00	Kg/cm ²
Abbass. (solo perm.)	0,08	cm					
3ª FASE : Fase di eser	cizio; i sovraccarich	ni agisco	no sulla sezion	e composta	acciaio-	cls ed	
hanno carattere di brev	ve durata.						
Tensioni normali:	piattabanda super	iore		acciaio	σ=	-30,97	Kg/cm ²
	piattabanda super piattabanda inferi			acciaio acciaio	σ= σ=		
	piattabanda inferi	iore				664,43	Kg/cm ²
		iore		acciaio	σ=	664,43 -42,76	Kg/cm ² Kg/cm ²
	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta	iore		acciaio cls	σ= σ=	664,43 -42,76 -4,13	Kg/cm² Kg/cm² Kg/cm²
Tensioni normali:	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco	iore acciaio-	cls	acciaio cls cls	σ= σ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco	iore acciaio-	cls oletta e trave	acciaio cls	σ= σ= σ= σ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco sul o	iore acciaio- cls tra s	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$	σ= σ= σ= σ= τ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
Tensioni normali:	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco sul o	iore acciaio- cls tra s	cls oletta e trave	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$	σ= σ= σ= σ= τ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco sul o	iore acciaio- cls tra s	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$	σ= σ= σ= σ= τ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.)	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ex sul o	iore acciaio- cls tra s	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$	σ= σ= σ= σ= τ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ex sul o	iore acciaio- cls tra s	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$	σ= σ= σ= σ= τ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ²
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ax sul o 0,28	iore acciaio- cls tra s cm	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$ (max	σ= σ= σ= σ= τ= τ= L/300	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96 = 1,27 cm)	Kg/cm ²
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ax sul o 0,28	acciaio- cls tra s cm	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$ (max acciaio	σ= σ= σ= σ= τ= τ= L/300	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96 = 1,27 cm) -812,48 1445,94	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² OK
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ex sul o 0,28	acciaio- cls tra s cm	cls oletta e trave acciaio	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$ (max acciaio acciaio	σ= σ= σ= σ= τ= L/300	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96 = 1,27 cm) -812,48 1445,94 -42,76	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² OK Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁶ Kg/cm ⁶
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ex sul o 0,28 SIVE: piattabanda super piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta	acciaio- cls tra s cm	cls oletta e trave acciaio =L/1373	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$ (max acciaio acciaio cls	σ= σ= σ= σ= τ= L/300 σ= σ= σ=	664,43 -42,76 -4,13 -4,13 7,031 166,96 = 1,27 cm) -812,48 1445,94 -42,76 -4,13	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² OK Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS Tensioni normali:	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ax sul o 0,28 SIVE: piattabanda super piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco	acciaio- cls tra s cm	cls oletta e trave acciaio =L/1373	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$ (max acciaio acciaio cls	σ= σ= σ= τ= τ= L/300 σ= σ= σ= σ= σ=	664,43 -42,76 -4,13 -7,031 166,96 = 1,27 cm) -812,48 1445,94 -42,76 -4,13 -4,13	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² OK Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴
Tensioni normali: Tensioni tangenziale ma Abbass. (solo acc.) TENSIONI COMPLESS	piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco ax sul o 0,28 SIVE: piattabanda super piattabanda inferi bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco	acciaio- cls tra s cm	cls oletta e trave acciaio =L/1373	acciaio cls cls $\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b}$ (max acciaio acciaio cls	σ= σ= σ= τ= τ= L/300	664,43 -42,76 -4,13 7,031 166,96 = 1,27 cm) -812,48 1445,94 -42,76 -4,13 -4,13 7,03	Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² Kg/cm ² OK Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴ Kg/cm ⁴

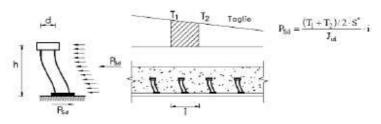
106

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

COLLEGAMENTO TRAVE -SOLETTA



Schema di verifica strutturale dei connettori



forza di scomimento agente sul singolo piolo

Dalle NTC 2018:

4.3.4.3.1.2 Resistenza del connettori

La resistenza di progetto a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0.8 f_{dc} (\pi d^3 / 4) / \gamma_V$$
 [4.3.9]
 $P_{Rd,c} = 0.29 \alpha d^3 (f_{dc} E_{ca})^{5.3} / \gamma_V$ [4.3.10]

dove

γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3;

 f_{th} è la resistenza caratterística a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_{th} \le 500 \text{ MPa}$);

 f_{dc} é la resistenza cilindrica caratterística del calcestruzzo della soletta;

Em e il valore medio del modulo elastico secarite del calcestruzzo della soletta definito al § 11.2.10.3;

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura;

 $\alpha = 0.2 (h_{xx}/d + 1)$ per $3 \le h_{xx}/d \le 4$. [4.3.11 a] $\alpha = 1.0$ per $h_{xx}/d \ge 4$. [4.3.11 b]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI CONNETTORI

diametro connettori 12 mm

altezza connettori 4 cm h/d = 3.33 $f_u = 4500 \text{ Kg/cm}^c$ $E_{cm} = 275000 \text{ Kg/cm}^c$

0.9

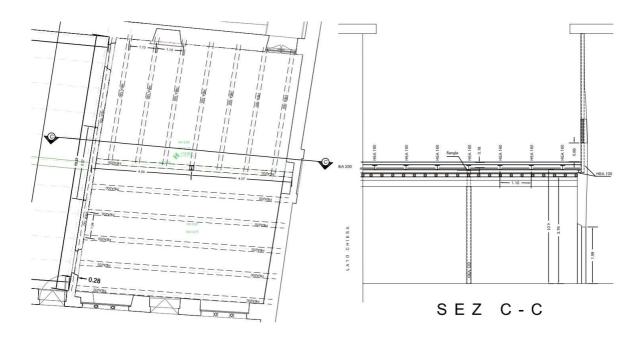
RESISTENZA A TAGLIO CONNETTORE : $P_{Rd,\alpha}$ = 3257 Kg RESISTENZA CONTATTO CLS A RIFOLLAMENTO : $P_{Rd,c}$ = 2396 Kg

Sull'appoggio (L/4) :	Dati:	n° connettori per fila interasse connettori	1 15	cm	
	Risultati :	τ = Δz = L/4 =	7,03 95	Kg/cm ^c cm	
		otale nel tratto = $ au$ b Δz = za sul singolo connettore =	8015 1266		ОК
In mezzeria	Dati:	n° connettori per fila interasse connettori	1 30	cm	77
	Risultati :		3,516 95	Kg/cm²	
	scorrimento t	otale nel tratto = τ b Δz =	4008	Kg	
	For	za sul singolo connettore =	1266	Kg	OK

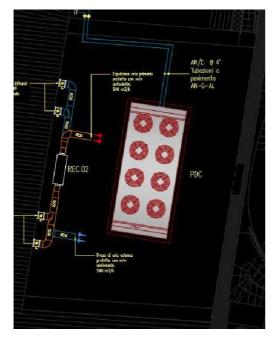
Sollecitazione flessionale massima totale:

 M_{max} = 1125 + 1489 = 2614 daNm

11.1.3 Solaio terrazzo impianti

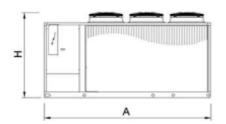


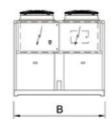
11.1.3.1 Carichi agenti in estradosso

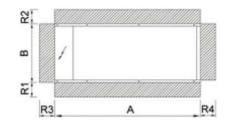


DIMENSIONI E PESI

A	mm	5110
В	mm	2220
Н	mm	2150
Peso in funzionamento	kg	2270
R1	mm	2000
R2	mm	2000
R3	mm	1000
R4	mm	2000







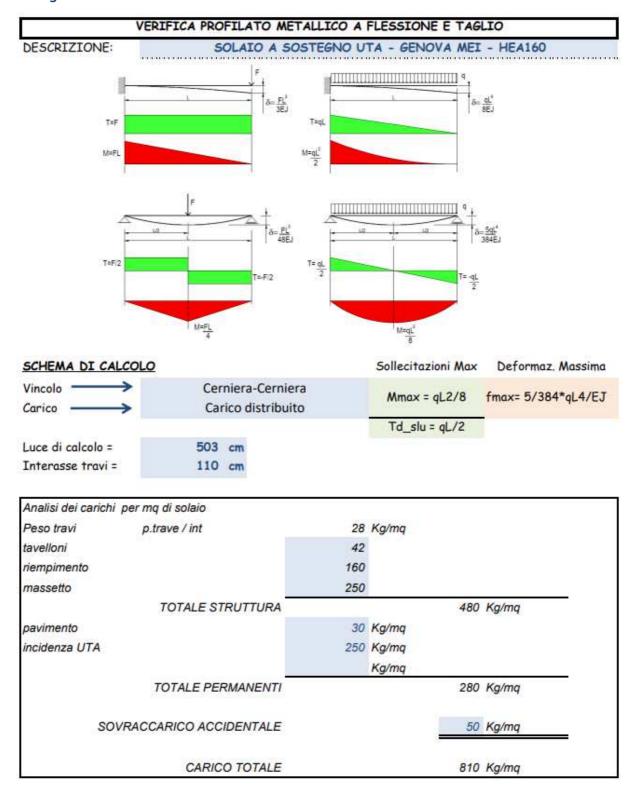
Il peso al metro quadrato della macchina prevista è pari, quindi:

$$P = 2270 / (5.10 \times 2.22) = 201 \text{ Kg/mq}$$

Per future implementazioni o modifiche dell'impianto, il carico agente si prevede al massimo pari a:

Pmax = 250 Kg/mq

11.1.3.2 Verifica trave di solaio HEA160



CARICHI E COMBINAZIONE DI CARICO daN/m2 Gk.1 = 479,7 1,3 Peso proprio del pacchetto strutturale: $y_{g1} =$ daN/m⁴ Gk2 = Carichi non strutturali e portati: 280,0 V = = 1,5 daN/m⁴ Q1k = Carico variabile: 50,0 Yg = 1,5 $\psi_{21} =$ 0,0 $Q_{2k} =$ daN/m2 0,0 ψ0i = 0,0 daN/m² Q3k = ψ0i = 0.0 0,0 $\psi_{23} =$ Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17/01/2018 sono: 1) combinazione di carico per la verifica allo SLU: $F_{d,slu} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_{q} * (Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})))*i =$ 1230,5 daN/m 2) combinazione di carico caratteristica rara: $F_{d,rara} = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})))*i =$ daN/m 890,7 (solo accidentali) 55,0 3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente: $F_{d,quasi perm.} = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})))*i =$ daN/m 835,7

 CALCOLO SOLLECITAZIONI SLU

 Momento flettente max
 Md_slu = qL2/8 = 3891,5 daNm

 Taglio max
 Td_slu = qL/2 3094,6 daN

ATI PROFILATO METALLICO:	1	HEA 160		
		5 275		
	Fc =	1,00	(F.confedif.	esist.)
	7Mo=	1,05		Coefficiente Sicurezza della resistenza
	f _{yk} =	2750	daN/cmq	Tensione caratteristica di snervamento
	fyd =	2619	daN/cmg	Resistenza di calcolo a traz., compr., fless.
	f _{ydt} =	1512	daN/cmq	Resistenza di calcola a taglio
,	Area =	38,	80 cm2	
1	Peso =	30,	46 daN/ml	
Ine	rzia =	1673,	00 cm ⁴	
Modulo di resiste	enza =	220,	00 cm ³	
Momento sta	tico =	123,	00 cm ³	
A	tezza	152,	00 mm 7	
Larg	hezza	160,	00 mm	
Spessore	anima	6.	00 mm	CTAICOLO PROCETI ATO
Spesso	re ala	9,	00 mm	SINGOLO PROFILATO
Area a	taglio	14,	52 cm ²	
Modulo di Resistenza Pl	astico	246,	00 cm ³	
Classificazione della sezione a pura fle	ssione		1	
Modulo elastico d	cciaio	210000	0 daN/cmq	

VERIFICATO

PER IL SOLO SOVRACCARICO
Freccia limite = 1 / 300

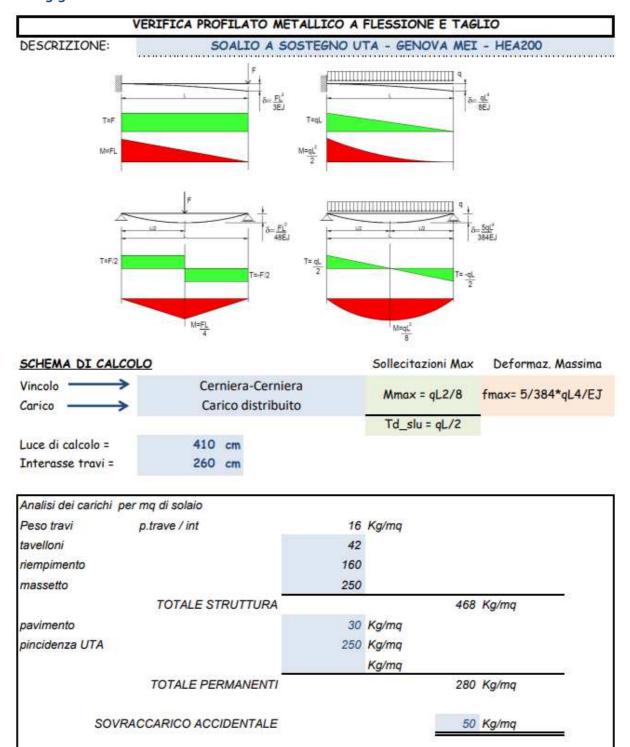
	Limiti superiori per gli sposta- menti verticali			
Elementi strutturali	δ _{max} L	δ ₂ L		
Coperture in generale	1 200	1 250		
Coperture praticabili	1 250	300		
Solai in generale	1 250	300		
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1 250	1 350		
Solai che supportano colonne	1 400	500		
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1 250			
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o ficuzionali tali limiti devono esse	те opportunamente rido	ttE		

= 1,68 cm fmax= 5/384*qL4/EJ = 0,13

VERIFICA AGLI SLU VERIFICA A FLESSIONE VERIFICA A TAGLIO $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1$ $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \text{Taglio di calcolo}$ M_{Ed} = Momento flettente di calcolo M_{cRd} = Momento resistente Classe 1 e 2 $\rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 6$ 442,86 daN m

Classe 3 $\rightarrow M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,\min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 5$ 761,90 daN m $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 21 956 \text{ daN}$ $M_{ed} = M_{max,SLU} = 3891 daN m$ V_{Ed} = T_{max,SLU} = 3 095 daN M_{Ed} / M_{c,Rd} = 3891,45 / 6442,86 = 0,60 VERIFICATO $V_{Ed} / V_{c,Rd} =$ 3094,60 / 21955,81 = 0,14 VERIFICATO

11.1.3.3 Verifica travi di solaio HEA200



CARICO TOTALE

798 Kg/mg

CARICHI E COMBINAZIONE DI CARICO daN/m2 Peso proprio del pacchetto strutturale: G_{k,1} = 468,2 1,3 γ_{ε1} = $G_{k,2} =$ daN/m² 280,0 $y_{g2} =$ Carichi non strutturali e portati: 1,5 daN/m² Carico variabile: Q1k = 50,0 1,5 $\Psi_{21} = 0.0$ Vq = daN/m2 $Q_{2k} =$ ψ0i = 0,0 $\psi_{22} =$ 0.0 daN/m² Q3k = 0,0 $\psi_{23} =$ ψ0i = 0,0 Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17/01/2018 sono: 1) combinazione di carico per la verifica allo SLU: $F_{d,siu} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_{q} * (Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})))*i =$ 2869,7 daN/m 2) combinazione di carico caratteristica rara: $F_{d,rara} = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})))*i =$ 2075,4 daN/m 130,0 (solo accidentali) 3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente: $F_{d,quasi perm.} = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})))*i =$ 1945,4 daN/m

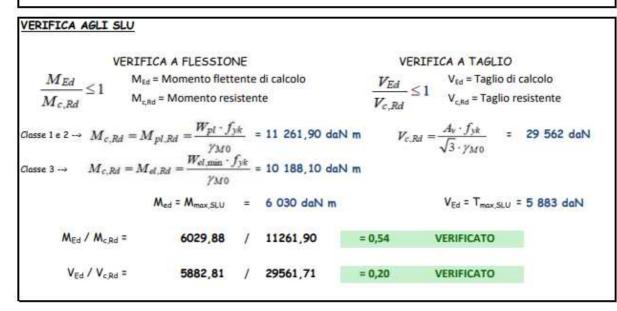
 CALCOLO SOLLECITAZIONI SLU

 Momento flettente max
 $Md_slu = qL2/8 =$ 6029,9
 daNm

 Taglio max
 $Td_slu = qL/2$ 5882,8
 daN

ATI PROFILATO METALLICO: 1	HEA 200		
	5 275		
Fc =	1,00	(F.confedif.	esist.)
7 _{Ma} =	1,05		Coefficiente Sicurezza della resistenza
f _{yk} =	2750	daN/cmq	Tensione caratteristica di snervamento
f _{yd} =	2619	daN/cmq	Resistenza di calcolo a traz., compr., fless.
f _{ydt} =	1512	daN/cmq	Resistenza di calcolo a taglio
Area =	53,	80 cm2	
Peso =	42,	23 daN/ml	
Inerzia =	3692,	00 cm ⁴	
Modulo di resistenza =	389,	00 cm ³	
Momento statico =	215,	00 cm ³	
Altezza	190,	00 mm 7	
Larghezza	200,	00 mm	
Spessore anima	6,	50 mm	STRICOLO PROSTI ATO
Spessore ala	10,	00 mm	SINGOLO PROFILATO
Area a taglio	19,	55 cm ²	
Modulo di Resistenza Plastico	430,	00 cm ³	
Classificazione della sezione a pura flessione		1	
Modulo elastico acciaio	210000	00 daN/cmg	

Coperture in generale $\frac{1}{200}$ $\frac{1}{250}$ Coperture praticabili $\frac{1}{250}$ $\frac{1}{300}$ Solai in generale $\frac{1}{250}$ $\frac{1}{300}$ Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili $\frac{1}{250}$ $\frac{1}{350}$	122 (10.00)									
Coperture in generale $\frac{1}{200}$ $\frac{1}{250}$ Coperture praticabili $\frac{1}{250}$ $\frac{1}{300}$ Solai in generale $\frac{1}{250}$ $\frac{1}{300}$ Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili $\frac{1}{250}$ $\frac{1}{350}$	Elemen	ti strutturali			27.67	$\frac{\delta_2}{L}$				
Coperture praticabili 250 300 Solai in generale 1/250 300 Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili 1/250 350 1 1 1 1	Coperture in generale									
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di 1 250 350 initura fragile o tramezzi non flessibili 1 1	Coperture praticabili					300				
1 1	Solai in generale				1 250	300				
1 1			materia	le di	250	1 350				
					400	1 500				
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere 1/250		to può comprome	ettere		1 250					
În caso di specifiche esigenze tecniche elo funzionali tali limiti devono essere opportunumente ridotti.	In caso di specifiche esigenze tecni	che e/o funzionali tali l	imiti devon	о евзете орро	rtunamente r	dotti.				
	eccia limite = 1 / 200	= 2,05	cm							
eccia limite = 1 / 200 = 2,05 cm	fmax= 5/3	84*qL4/EJ =	0,98	cm		VERIFICATO				
	L SOLO SOVRACCARICO									
fmax= 5/384*qL4/EJ = 0,98 cm VERIFICAT	eccia limite = 1 / 300	= 1,37	cm							
fmax= 5/384*qL4/EJ = № 0,98 cm VERIFICAT		84*qL4/EJ =	0.06	cm		VERIFICATO				

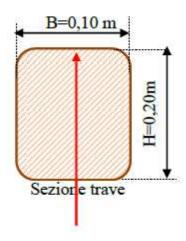


Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

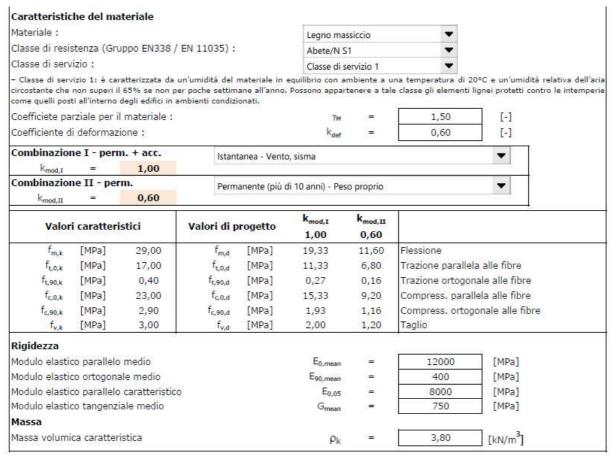
11.1.4 Verifica travi di copertura

11.1.4.1 Zona salone con tetto in travicelli di legno





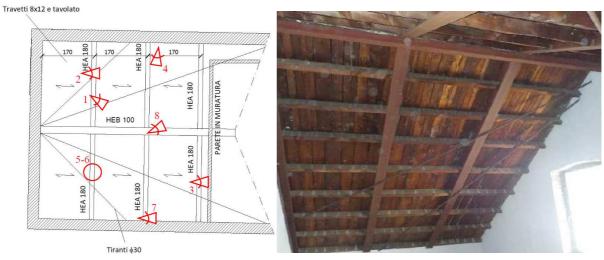
		WHEN SAME			N ACCORDO CON NTC 2018					
Titolo:			GENOVA M.E	.I VERIFICA	, - VERIFICA TRAVI COPERTURA					
DATI DI PROGETTO										
Caratteristiche geom	etriche									
Sezione R ettangolrae o	Circolare ?					R				
Base della sezione:				b	=	100	[mm]			
Altezza della sezione:				h	=	200	[mm]			
Luce di calcolo:				L	=	5800	[mm]			
Interasse tra le travi pr	incipali:			i	= 1	350	[mm]			
Area sezione :				A	=	20 000	[mm ²]			
Modulo di resistenza :				Wy	=	666 667	[mm ³]			
				W_x	=	333 333	[mm ³]			
Momento d'inerzia :			J _y	=	66 666 667	[mm ⁴]				
				J_z	=	16 666 667	[mm ⁴]			
Carichi						56	28			
 Peso proprio travi pr 	incipali:					0,22	[kN/m ²]			
Peso proprio pianelle	e / assito:						[kN/m ²]			
Peso proprio del pacche	etto struttural	e:		G _{k,1}	5	0,22	[kN/m ²]			
Pacchetto copertura						1,50	[kN/m ²]			
							[kN/m ²]			
							[kN/m ²]			
4) Altri permanenti:							[kN/m ²]			
Carichi non strutturali e	portati:			G _{k,2}	=	1,50	[kN/m ²]			
	1.0	2.0	3.0			ř.	És			
Carico variabile:	0,50	0,80	0,37	Q _{k,SLE}	=	1,12	[kN/m²] (SLE - Rara)			
$\psi_{\mathbf{o}}$:		0,50	0,60							

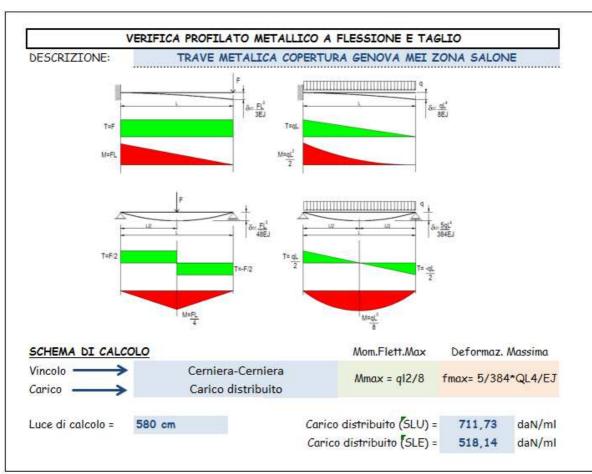


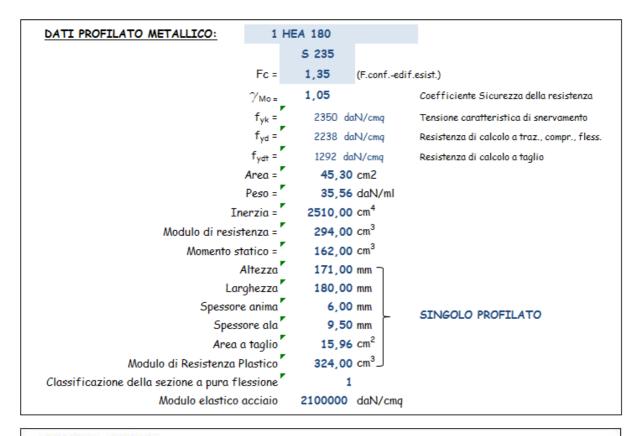
VERIFIC	HE ALLO STAT	O LIMITE U	ILTIMO						
Carichi pe	ermanenti				γ _{G1}	=	1,30		
Carichi pe	ermanenti non s	strutturali			Ϋ́G2	=	1,30		
Carichi va	ariabili				YQ	=	1,50		
SCHEMA DI CALCOLO				Mom.Fl	ett.Max	De	formaz. Massii	ma	
Vincolo → Cerniera-Cerniera		Mmax	= ql2/8	fmax	= 5/384*QL4	/EJ			
Com	binazione	carico F _d	M _d	V _d	σ_{d}	f _{m,d}	τ _d	f _{v,d}	
di	carico	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	NOTE
т	perm+acc.	1,37	5,76	3,97	8,64	19,33	0,30	2,00	Verificato
I									

si devono ene	ittuare ve	rifiche di deform	nazione ista	ntanea e u	menta, neli ipoi	esi di cont	rorreccia nulla.		
Limite freccia	istantane	a: (EC = 1/300)	L/300	-	U _{2,ist,lim}	=	19,33	[mm]	
Limite freccia differita : (EC = 1 / 200)		L/200	-	Unet, fin, lim	=	29,00	[mm]		
Coefficiente riduttivo di k _{def}					Ψ_2	=	0,30	[-]	
Coefficiente χ (fattore di taglio)					χ	=	1,20	[-]	
reccia istanta	anea (cari	chi permanenti):		U _{1,ist}	= [11,27	[mm]	
Freccia istantanea (carichi variabili) :				U _{2,ist}	=	7,37	[mm]		
reccia netta f	finale :				U _{net,fin}	=	26,73	[mm]	
U _{2,ist}	=	7,37	[mm]	<	U _{2,ist,lim}	1.5	19,33	[mm]	Verificato
U _{net,fin}		26,73	[mm]	<	U _{net,fin,lim}	=	29,00	[mm]	Verificato
u _{1,ist} =	5 384 E ₀	g _k ·L ⁴ ,mean·J ⁺ χ ₈	g _k -L ² G _{mean} -A						
u2,ist =	5 384 En	q _k ·L ⁴ ,mean·J+χ=8	q _k .L ²						

11.1.4.2 Zona salone con tetto in travi di ferro







VERIFICA AGLI SLE

200 000 000	Limiti superiori per gli sposta- menti verticali			
Elementi strutturali	δ _{max} L	$\frac{\delta_2}{L}$		
Coperture in generale	1 200	1 250		
Coperture praticabili	1 250	300		
Solai in generale	1 250	300		
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1 250	1 350		
Solai che supportano colonne	1 400	1 500		
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1 250			

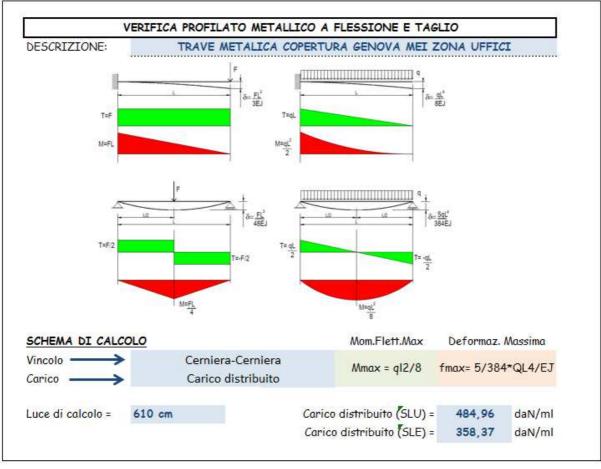
Freccia limite = 1 / 200 = 2,90 cm fmax= 5/384*QL4/EJ = 1,45 cm

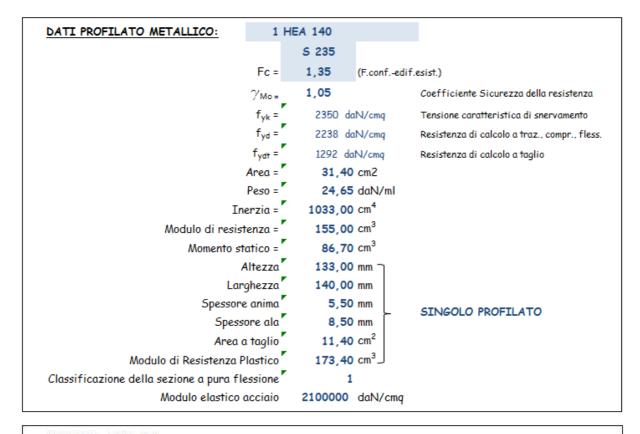
VERIFICATO

VERIFICA AGLI SLU VERIFICA A FLESSIONE VERIFICA A TAGLIO $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1$ $V_{Ed} = Taglio di calcolo V_{c,Rd} = Taglio resistente$ M_{Ed} = Momento flettente di calcolo $M_{c,Rd}$ M_{c,Rd} = Momento resistente Classe 1 e 2 $\rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{100} = 5$ 371,43 daN m $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{jk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 15 \ 276 \ \text{daN}$ Classe 3 \rightarrow $M_{c,Rd}=M_{el,Rd}=\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M0}}=4$ 874,07 daN m $M_{ed} = M_{max,SLU} = 2 993 daN m$ VEd = Tmax,SLU = 2 064 daN Med / McRd = 2992,82 / 5371,43 = 0,56 VERIFICATO $V_{Ed} / V_{cRd} =$ 2064,02 / 15276,26 = 0,14 VERIFICATO

11.1.4.3 Zona uffici con tetto in travi di ferro







VERIFICA	AGLI	SLE

	Limiti superiori per gli sposta- menti verticali	
Elementi strutturali	δ _{max} L	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	1 200	1 250
Coperture praticabili	1 250	1 300
Solai in generale	1 250	300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1 250	1 350
Solai che supportano colonne	1 400	1 500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1 250	

Freccia limite = 1 / 200 = 3,05 cm fmax= 5/384*QL4/EJ = 2,98 cm

VERIFICATO

VERIFICA AGLI SLU

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} = Momento flettente di calcolo M_{c,Rd} = Momento resistente

VERIFICA A TAGLIO

$$\frac{\textit{V}_{\textit{Ed}}}{\textit{V}_{\textit{c},\textit{Rd}}} \! \leq \! 1 \qquad \begin{array}{c} \textit{V}_{\textit{Ed}} \! = \! \textit{Taglio di calcolo} \\ \textit{V}_{\textit{c},\textit{Rd}} \! = \! \textit{Taglio resistente} \end{array}$$

Classe 1 e 2
$$\rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2 874,71 \text{ daN m}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 10 907 \text{ daN}$$

Classe 1 e 2
$$\rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$$
 2 874,71 daN m Classe 3 $\rightarrow M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,\min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$ 2 569,66 daN m

$$M_{ed} = M_{max,SLU} = 2 256 \text{ daN m}$$
 $V_{Ed} = T_{max,SLU} = 1 479 \text{ daN}$

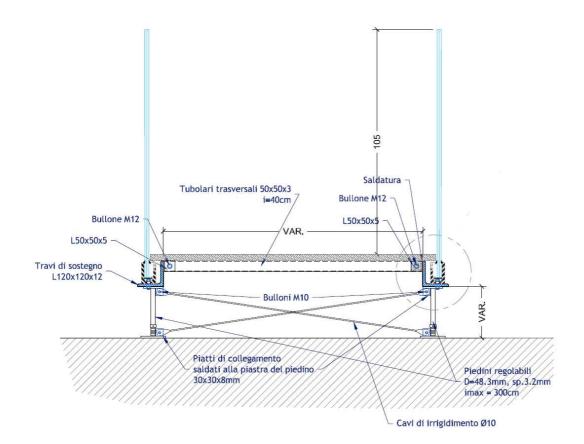
 $M_{Ed} / M_{c,Rd} = 2255,65 / 2874,71$

= 0,78 VERIFICATO

V_{Ed} / V_{c,Rd} = 1479,11 / 10906,83

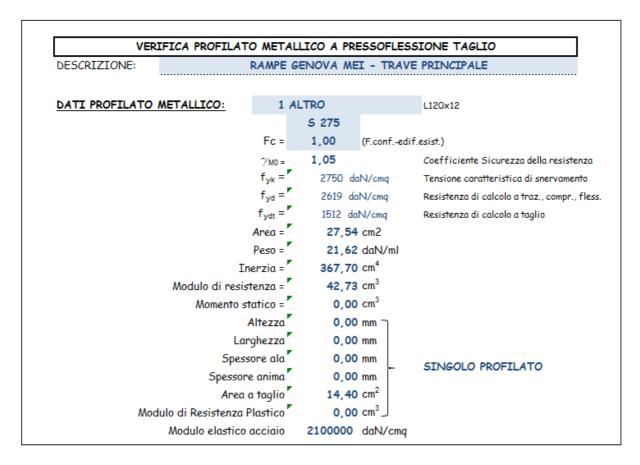
= 0,14 VERIFICATO

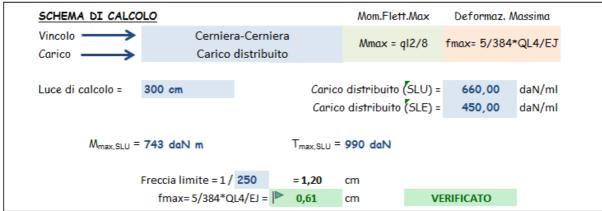
11.1.5Struttura nuove rampe e passerelle



126

11.1.5.1 Verifica travi principali

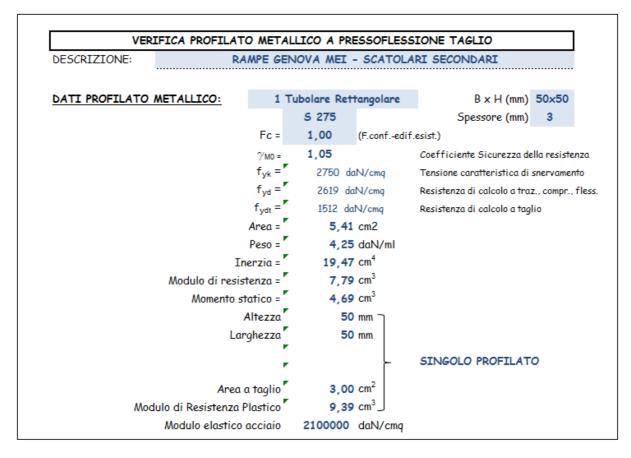




SOLLECITAZIONI SLU - Condizione di carico 1 Momento flettente: 743 daNm Sforzo normale: 0 daN Taglio: 100 daN Si ha: $\sigma_{x,Ed} = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W =$ 1737,66 daN/cmq $au_{\mathsf{Ed}} = \mathsf{V}_{\mathsf{Ed}} \, / \, (\mathsf{Av} \,) =$ 6,94 daN/cmq $\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2 =$ In definitiva: 3 019 590 $(f_{YK}/(\gamma_{M0} + F_{C}))^{2} =$ 6 859 410 I_R = $\sqrt{0,44}$ **VERIFICATO**

128

11.1.5.2 Verifica scatolari secondari





SOLLECITAZIONI SLU - Condizione di carico 1 Momento flettente : * 99 daNm Sforzo normale: 0 daN Taglio: 0 daN Si ha: $\sigma_{x,Ed} = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W =$ 1271,37 daN/cmq $au_{\mathsf{Ed}} = \mathsf{V}_{\mathsf{Ed}} \, / \, (\mathsf{Av} \,) =$ 0,00 daN/cmq $\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2 =$ In definitiva: 1 616 390 $(f_{YK}/(\gamma_{M0} + F_{C}))^{2} =$ 6 859 410 I_R = $\sqrt{0,24}$ **VERIFICATO**

11.1.5.3 Verifica parapetto in vetro strutturale

VERIFICA PARAPETTO DI VETRO STRUTTURALE IN ACCORDO CON NTC 2018 e DT210-2013

Titolo:

VERIFICA PARAPETTO - RAMPE E PASSERELLE GENOVA MEI

PREMESSA

Il parapetto e ipotizzato costituito da moduli affiancati secondo la disposizione indicata nella figura a lato.

Si ipotizza che non siano presenti altre strutture di contenimento che svolgano la funzione di presidio anti caduta, e che pertanto sia demandato al vetro di sopportare la spinta orizzontale antropica. L'elemento strutturale è quindi di classe 2 per quanto riguarda lo



SLU. Per questo elemento strutturale è necessario eseguire anche delle verifiche allo stato limite di collasso, volte a garantire che l'elemento strutturale, anche parzialmente rotto, sia in grado di sopportare i carichi variabili di natura antropica riportati in Tabella 4.2 e le altre azioni variabili riferite ad un periodo di ritorno pari a 10 anni.

I carichi agenti sull'elemento strutturale sono il peso proprio, l'azione del vento, l'azione sismica e la spinta della folla. Dato che l'elemento è verticale, il peso proprio produce solo delle lievi compressioni nella lastra, che costituiscono un contributo benefico in quanto diminuiscono le massime tensioni di trazione nel vetro, ma sono comunque trascurabili. Per quanto riguarda l'azione del vento, questa risulta comunque preponderante rispetto all'azione sismica data l'entità delle masse in giuoco. Le verifiche riportate nel seguito riguardano la sola azione orizzontale dovuta alla spinta della folla, che rappresenta di gran lunga l'azione più gravosa.

Sebbene la vita nominale si assuma pari a 50 anni per le verifiche prerottura e a 10 anni per le verifiche post-rottura, per questo particolare tipo di azione (spinta della folla), in vantaggio di sicurezza il carico per le verifiche post-rottura non verrà riscalato in base al periodo di ritorno. Le verifiche più restrittive risulteranno quindi essere quelle allo SLC.

Ai sensi delle NTC2008, le azioni orizzontali di progetto non devono essere considerate concomitanti con le altre azioni, ad eccezione dei carichi permanenti portanti e portanti.

Le azioni orizzontali si considerano essere quelle di picco, applicate per un intervallo temporale convenzionale pari a 30 s, secondo quanto indicato nella Tabella 4.18. Per questo tipo di strutture la capacità portante nei confronti delle azioni orizzontali deve anche essere garantita in caso di rottura accidentale di una o più parti del vetro, e specificatamente nel caso di rottura di uno degli strati componenti il vetro laminato. Si ribadisce, quindi, che le verifiche di gran lunga più cogenti riquarderanno lo SLC.

La deformata della lastra è pressoché cilindrica; è quindi possibile, in prima approssimazione, considerare, per il calcolo delle sollecitazioni, un comportamento a trave.

DATI DI PROGETTO Caratteristiche meccaniche E_v Modulo di elasticità vetro [MPa] 70000 = Coefficiente di Poisson 0,22 1/ [mm] Densità vetro 7v _ 25 [kN/m³] Densità intercalare 10,5 [kN/m3] 7 PVB Modulo elastico a taglio dell'intercalare 2,00 [MPa] G Caratteristiche geometriche Altezza del parapetto Η, 1000 [mm] Dimensione della parapetto n. strati spessore strato 10 [mm] 1,52 [mm] spessore intercalare Spessore totale lastra Sp. 21,5 [mm] Carichi 0,52 Peso proprio lastra: G_1 [kN/m] Carico orizzontale distribuito linearmente: Hk = 2,00 [kN/m] La durata di progetto è quella relativa al singolo picco di carico della folla (30 secondi). In vantaggio di sicurezza, si assume una temperature di 50°C, a cui corrisponde il modulo a taglio dell'intercalare di 2 MPa.

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

RESISTENZA DI PROGETTO (CNR-DT 210/2013 §8.4.2)

Come si è detto, per l'elemento strutturale in esame è necessario effettuare le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di collasso (SLC), come indicato in tabella 7.1. Di seguito si determinano i limiti di progetto da utilizzare in tali verifiche.

$$f_{\mathrm{g,d}} = \frac{k_{\mathrm{mod}} k_{\mathrm{ed}} k_{\mathrm{sf}} \lambda_{\mathrm{gA}} f_{\mathrm{g,k}}}{R_{\mathrm{M}} \gamma_{\mathrm{M}}} + \frac{k'_{\mathrm{ed}} \, k_{\mathrm{v}} (f_{\mathrm{b,k}} - f_{\mathrm{g,k}})}{R_{\mathrm{M;v}} \gamma_{\mathrm{M;v}}}$$

dove :			
K _{mod}	30 sec.	0,78	coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tab. 2.2
	transito te	mporaneo	in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica
K _{ed}		1	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori
K _{sf}		1	coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali
f _{a:k}		45 MPa	resistenza caratteristica nominale del vetro float
R _M		1	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe
		2,5	coefficiente parziale del vetro float
γм К' _{ed}		1	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori - nel caso di pioastre inflesse da carichi ortogonali
K,		1	coefficiente per lastre con trattamento termico effettuato in orizzontale
f _{b;k}		120 MPa	la resistenza caratteristica nominale del vetro a seguito di un trattamento di rafforzamento vale $f_{\rm b,k}=120$ MPa per vetro temperato termicamente (Tab. 7.7)
R _{M.v}		1	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe
7 M.V		1,35	coefficiente parziale per il vetro presollecitato
λ_{gA}			fattore di scala, che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante, calcolato tramite la (7.6)
	$\lambda_{g4} = \left(\frac{0.2}{2}\right)$	$\left(\frac{24 \text{ m}^2}{k A}\right)^{1/7}$, con $0.75 \le \lambda_{gd} \le 1$,
	200	360	(7.6)
con :	K =	0,019	per lastra rettangolare incastrata alla base e caricata parallelamente all'incastro (Tab. 7.5)
		1,00 mg	Area caricata
	$\lambda_{qA} =$	1,437	1,00
λ_{gl}		1,00	fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio

RESISTENZA PER VERIFICHE IN 1.a CLASSE $f_{g;d}^I = 81,79 \text{ MPa}$ (SLU)

RESISTENZA PER VERIFICHE IN 2.a CLASSE $f_{q;d}^{II} = 69,60 \text{ MPa}$ (SLC)

INFLESSIONE DI PROGETTO

È necessario verificare che lo spostamento massimo indotto dalle azioni di progetto sia inferiore al minimo tra 25 mm e 1/50 dell'altezza del parapetto (Tabella 7.13). Per il caso in esame lo spostamento limite è pari a:

VERIFICA DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'

La verifica di resistenza più cogente è quella relativa allo SLC, in cui si considera che una delle lastre sia rotta e il carico sia quindi portato dalle rimanenti lastre.

La verifica di deformabilità allo SLE viene eseguita sulla lastra integra.

Lo spessore efficace per il calcolo delle tensioni e deflessioni viene determinato tramite il metodo "Enhanced Effective Thickness", che fornisce

$$W_{SLC} = 65930 \text{ mm}3$$

 $W_{SLE} = 66812 \text{ mm}3$

VERIFICA ALLO SLC

Il carico di progetto per lo Stato Limite di Collasso è dato da:

$$F_{d,SLC} = 1.5 \times H_k = 3,00 \text{ KN/ml}$$

Il momento flettente massimo agente vale :

$$M_{d,H} = F \times H = 3,00 \text{ KN m}$$

La massima tensione agente a flessione alla base del parapetto è :

$$\sigma_{\rm max,H} = M_{\rm d}/W = 45,50 \; {\rm MPa}$$
 (SLC)
 $I_{\rm R} = \sigma_{\rm max,H} \; / \; f_{\rm g;d}^{\rm II} = 0,65$



VERIFICA ALLO SLE

Per il calcolo delle deflessioni, si considera il pacchetto stratificato integro, nello Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto pari a:

$$F_{d,SLE} = 2,00 \text{ KN/ml}$$

a cui corrisponde la deflessione massima :

$$W_{\text{max,H}} = \frac{H_k l^3}{3E \frac{\hat{h}_w^3 b}{12}} = 16,9 \text{ mm} \qquad (SLE)$$

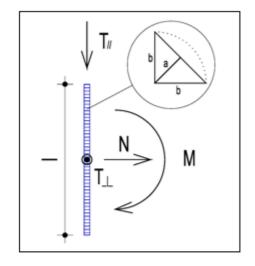
11.1.5.4 Verifica giunto tra trave principale (L120x12) e scatolare secondario (50x50x3)

VERIFICA SALDATURA

VERIFICA SALDATURA A CORDONE D'ANGOLO - NTC 2018

Sollecitazioni		
N (N) 0		
T _{//} (N)	2640	
T_I_ (N)	0	
M (Nmm)	79200	

Dati saldatura		
Acciaio	S275	
b (mm)	5	
I (mm)	100	
n° cordoni	2	
γ _{M2}	1,25	
a (mm)	3,54	



f _{yk} (N/mm ²)	275
f _{tk} (N/mm ²)	430

Verifica con formula 4.2.76

 $F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \le 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk}/(\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

$\beta_{\rm w}$	0,85
f _{vw,d} (N/mm ²)	233,657
F _{T//} (N/mm)	13,200
F _{T_l_} (N/mm)	0,000

F _{w,Ed} (N/mm)	27,180
F _{w,Rd} (N/mm)	826,102

F _{T TOT} (N/mm)	13,200
F _{_l_N} (N/mm)	0,000
F_I_M (N/mm)	23,760
F_I_ TOT (N/mm)	23,760

	S/R	OV	
4	0,033	UK	

$\sqrt{(n_{-1}^2 + t_{-1}^2 + \tau_{//}^2)} \le$	$\beta_1.f_{yk}$		
$ n_{-1} + t_{-1} \le \beta_2 \cdot f_{yk}$			
β1	0,7		
β2	0,85	n_l_N (N/mm²)	0,0000
$ au_{\prime\prime}$ (N/mm 2)	3,7335	n_I_M (N/mm²)	6,7203
		01/ 2	C 7000
t_i_ (N/mm²)	0,0000	n_l_ (N/mm ²)	6,7203
t_i_ (N/mm²)	0,0000	n_i_ (IV/mm²)	6,7203
$t_{-1} (N/mm^2)$ $\sqrt{(n_{-L}^2 + t_{-L}^2 + \tau_{//}^2)}$	7,6878	S/R	-
			6,7203 OK
$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$	7,6878	S/R	-
$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$	7,6878	S/R	-

VERIFICA BULLONE

VERIFICA BULLONI - NTC 2018

Sollecitazioni singolo bullone			
F _{v,Ed} (N) 2640			
F _{t,Ed} (N) 0			

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	12
γ _{M2}	1,25
f _{yb} (N/mm²)	640
f _{tb} (N/mm ²)	800
A _n (mm ²)	113
A _{res} (mm ²)	84

Piastra di collegamento			
Acciaio S275			
t (mm)	5		
7M2	1,25		
d ₀ (mm)	13		
f _{tk} (N/mm ²)	430		

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f _{yb} (N/mm ²)	f _{tb} (N/mm ²)
4,6	240	400
5,6	300	500
6,8	480	600
8,8	640	800
10,9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni					
d (mm)	A _n (mm ²)	A _{res} (mm ²)			
10	78	57			
12	113	84			
14	153	115			
16	201	157			
18	254	192			
20	314	245			
22	380	303			
24	452	353			
27	572	459			
30	706	561			

Verifica di resistenza con formula 4.2.71

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,082	V
--	-------	----------

F _{v,Rd} (N)	32256
F _{t,Rd} (N)	48384



Verifica a rifollamento con formula 4.2.67

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione			
•	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali		
Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali			
0	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)		

e ₁ (mm)	30
e ₂ (mm)	25
p ₁ (mm)	50
p ₂ (mm)	50

$$15,6$$
 \leq e_1 \leq 60
 $15,6$ \leq e_2 \leq 60
 $28,6$ \leq p_1 \leq 70
 $31,2$ \leq p_2 \leq 70

 α = min {e₁/(3d₀); f_{tb}/f_{tk}; 1} per bulloni di bordo // al carico applicato

 α = min {p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1} per bulloni interni // al carico applicato

 $k = min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _l_ al carico applicato

k = min {1,4p₂/d₀-1,7 ; 2,5} per bulloni interni _|_ al carico applicato

α _{MIN}	0,769
k _{MIN}	2,500

F _{b,Rd} (N)	39692



0,067

11.1.6 Verifica capochiave catena

Le nuove catene inserite nel progetto presentano il capochiave con piastra irrigidita.

Nel seguito si riporta la verifica del capochiave ed il calcolo del massimo tiro esplicabile dalla catena:

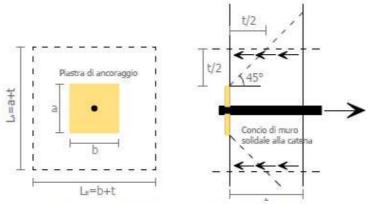


Fig. 1 - Schema di riferimento per il meccanismo di punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio del tirante

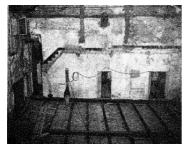
Formulazione adottata:

$$\begin{cases} T_1 = f_d \cdot A_s \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_v \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2 / A_1} \end{cases} \rightarrow T = \min\{T_1, T_2, T_3\}$$

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA				
	Area della sezione trasversale del tirante A _{s.} [mm²]	530.9		
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	40.0		
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	40.0		
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	60.0		
CARETTERISTICHE	Angolo di attrito della muratura β [°]	30.0		
GEOMETRICHE	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A, [cm²]	1600,0		
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,5		
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A ₂ [cm ²]	1681,0		
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \le 2$	1,0		
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T ₂ [%]	45,0%		
	Fattore di confidenza F _c	1,20		
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_{M}	2,00		
PARAMETRI	Resistenza di calcolo dei tiranti f _{d,S} [N/mm²]	240,00		
MECCANICI	Resistenza media a compressione della muratura f _m [N/cm²]	520,00		
III COAITIO	Resistenza media a taglio della muratura τ ₀ [N/cm²]	10,60		
	Tensione di calcolo a compresione della muratura f _{d,M} [N/cm²]	216,67		
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura f _{vd,M} [N/cm²]	4,42		
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T ₁ [kN]	127,4		
TIRO DELLA	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	57,4		
CATENA	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T ₃ [kN]	355,3		
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	57,4		

11.2 Calcolo e verifica della nuova installazione

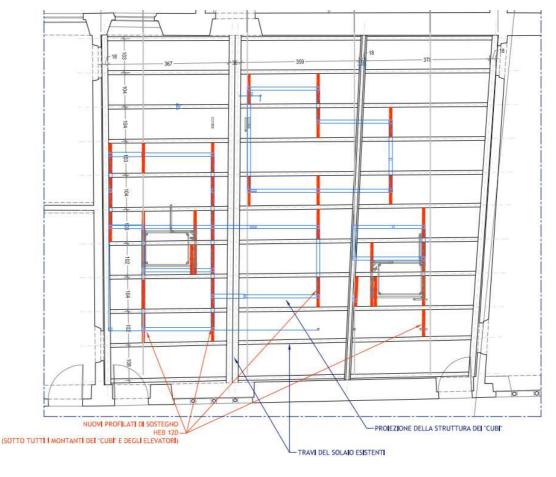
Il solaio intermedio al secondo livello è costituito da una sovrapposizione di strutture: quella originaria, costituita da travicelli in legno ad interasse di circa 35cm, poggiati su travi in legno o su archi in muratura di mattoni. Al disopra di travicelli è poggiato il tavolato (spesso anche decorato).



Al di sopra del solaio in legno, negli anni 60 è stato realizzato un nuovo solaio in ferro, che assolve alla funzione di sostenere i carichi dell'estradosso, escludendo da tale funzione il sottostante solaio in legno originario. Le travi in ferro principali sono poggiate sulle murature perimetrali longitudinali

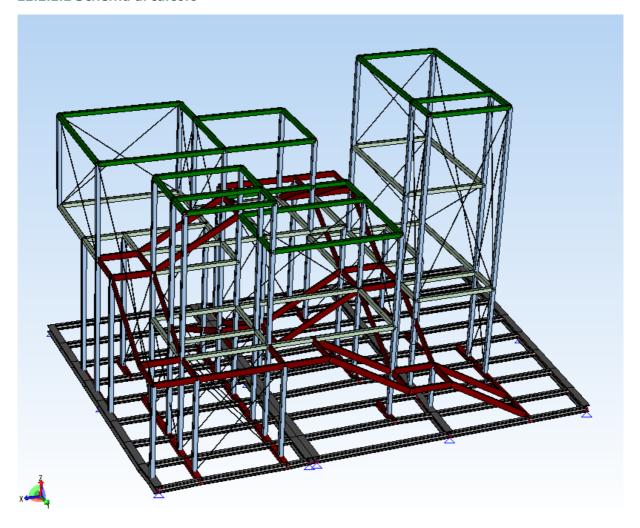
Su tale solaio è stato eseguito l'intervento di rinforzo previsto nel progetto originario, con il posizionamento dei connettori sulle travi metalliche, per il successivo getto di completamento.

Trasversalmente alle travi esistenti saranno posizionate ulteriori travi metalliche a sostegno dei montanti della nuova installazione e dei montanti dei castelletti degli elevatori.

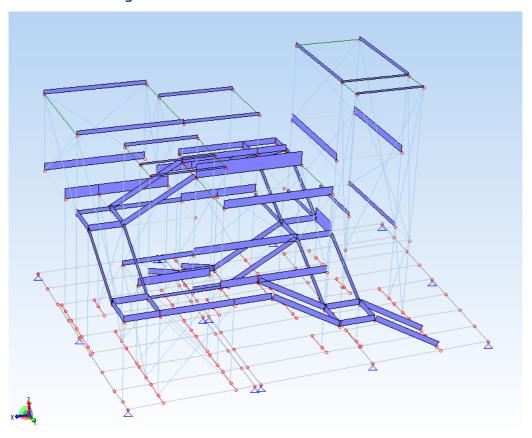


11.2.1Struttura dei "cubi" e sottostante solaio

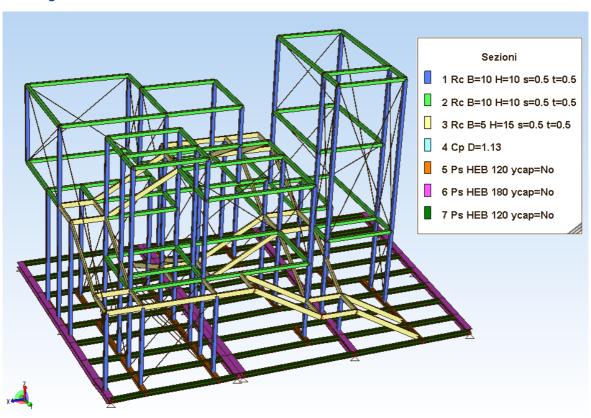
11.2.1.1 Schema di calcolo



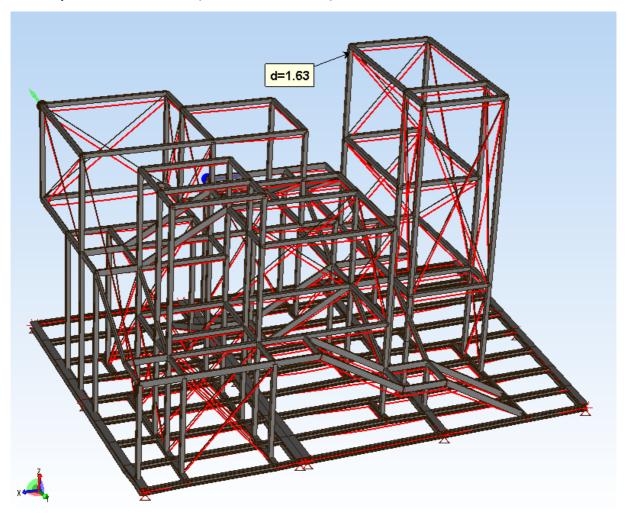
11.2.1.2 Carichi agenti



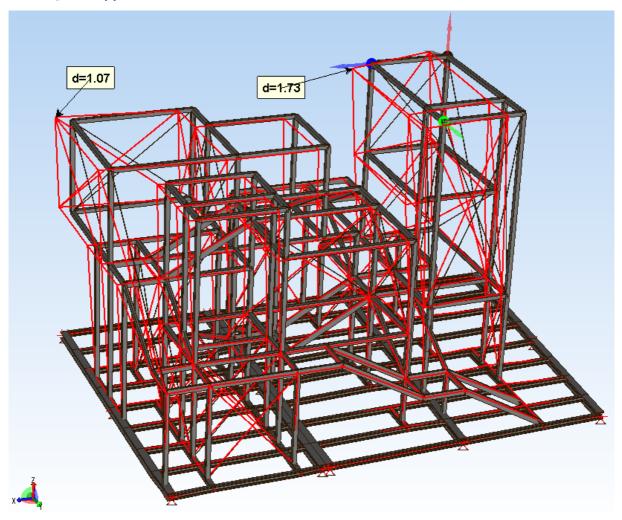
11.2.1.3 Sezioni



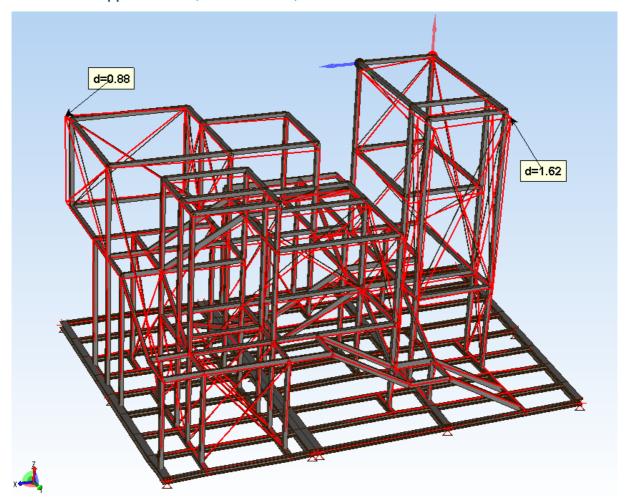
11.2.1.4 Deformata statica (combinazione rara)



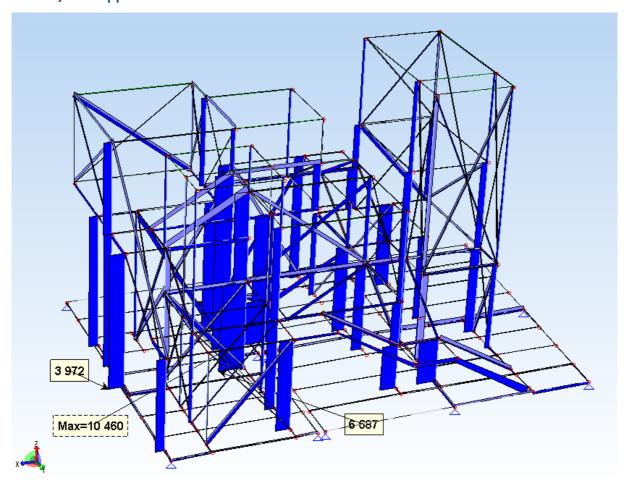
11.2.1.5 Inviluppi dinamici (sisma in dir. X)



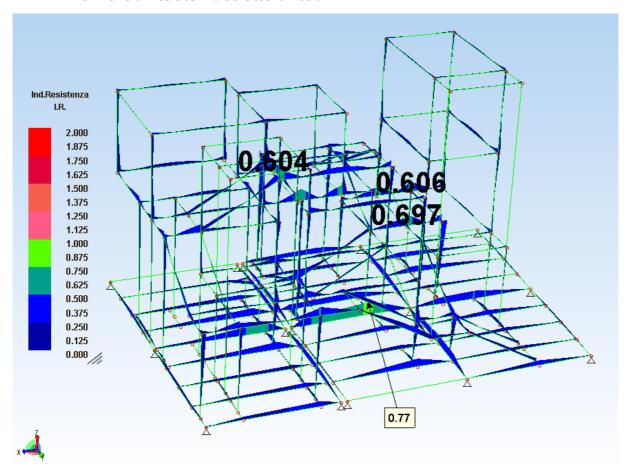
11.2.1.6 Inviluppi dinamici (sisma in dir. Y)



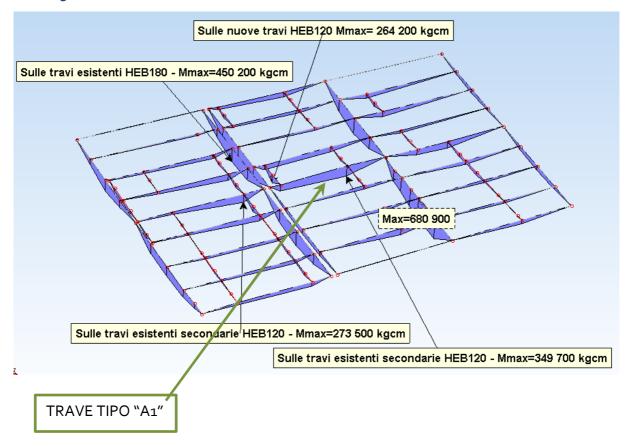
11.2.1.7 Inviluppo Sforzo Normale



11.2.1.8 Verifiche di resistenza struttura "cubi"



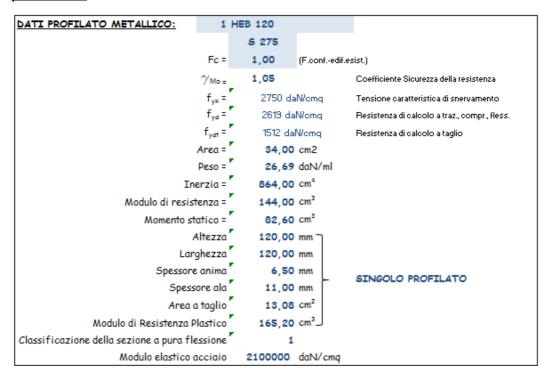
11.2.1.9 Sollecitazioni sulle travi di base

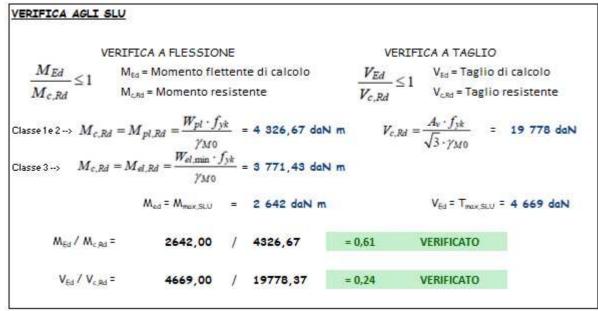


Le sollecitazioni sulle travi esistenti sono risultate inferiori a quelle utilizzate per la verifica delle travi rinforzate, tranne per la trave denominata A1 nei grafici allegati, per la quale si ipotizza un intervento di rinforzo aggiuntivo, la cui verifica è riportata nel seguito.

11.2.1.10 Verifica NUOVE travi HEB120 di sostegno montanti "cubi"

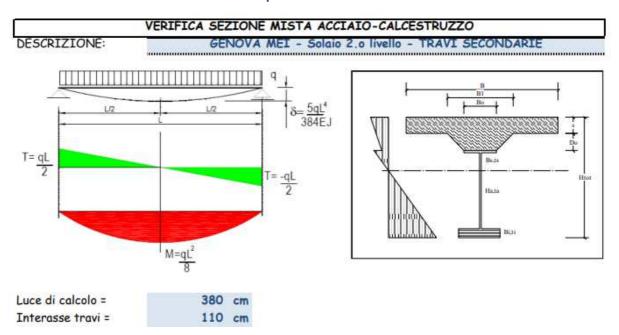
Nel seguito si riporta la verifica delle nuove travi HEB120 a sostegno dei montanti dei "cubi", nel caso più gravoso, con il valore massimo della sollecitazione riportata nei grafici precedenti.





148

11.2.1.11 Verifica travi esistenti tipo A1



ATI TRAVE METALLICA:	HEB 120	S.	Bpiatto	Hpiatt	0
Piatto aggiuntivo inf. SI BxH	30×15	mm	30 mm	15 mr	n
Area =	38,50	cm2	Verifica s	ola trave me	tallica
Peso =	30,23	Kg/ml	Ve	rifica SLE	
Inerzia =	1012,15	cm4	9SLE = 136	O Kg/m	
Modulo di resistenza sup. =	144,01	cm3	f = 1,7	4 cm	NO
Modulo di resistenza inf. =	156,40	cm3	Ve	rifica SLU	
Momento statico =	249,15	cm3	9 _{SLU} = 194	3 Kg/m	
Altezza totale trave	135,0	mm	M = 350	08 Kg m	
Larghezza ala	120,0	mm	$\sigma = 243$	36 Kg/cmq	NO
Spessore anima	6,5	mm			
Spessore ala	11,0	mm			
Ordinata baricentro =	6,47	cm			

DATI SOLETTA IN C.A.		<u></u>		
SPESSORE SOLETTA	s=	5,00 cm		
ALTEZZA RACCORDO	D _o =	0,00 cm		
BASE INFERIORE RACCORDO	Bo=	12,00 cm		
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₁ =	12,00 cm		
ARM. METALLICA SUPERIORE	$A_f =$	2,51 cmq/m	5 Fi 8	
COPRIFERRO	c=	2,00 cm		
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORA	NTE			
LUCE DELLA TRAVE	L=	3,80 m		
INTERASSE TRAVI	i=	1,10 m		
B = 1	30 + 10 * s = 62,0	00 cm		
B = B	o+L/5 = 88,0	00 cm		
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	88 cm		

CARATTERISTICHE DE	IMATERIALI	20		
	Fattore di Conf. (Fc)	38		
TIPO DI ACCIAIO	1,35	5 235	fyk=2350 Kg/cmq	fyd=1658 Kg/cmq
CLASSE CLS	1,00	C25/30	Rck = 300 Kg/cmq	fcd=141 Kg/cmq
COEFF. DI MATURAZ.	cf∞=	2		

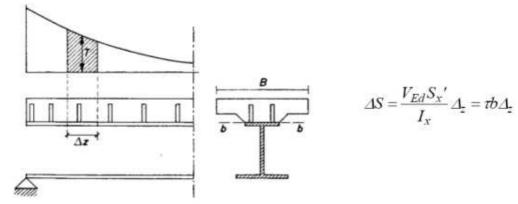
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SE	ZIONE:		H= 18	,50 cm
	BRE	VE DURATA	LUN	NGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	7,50	n=	22,50
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	99,38 cm ²	A=	60,27 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	1224,31 cm ³	Si=	598,53 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	y =	12,32 cm	Y=	9,93 cm
MOM. STATICO SOLETTA	5=	1619,34 cm ³	5=	2670,23 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	3284,43 cm ⁴	J=	2329,41 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SE	ZIONE MIST	`A:		
	BRE	VE DURATA	LUN	NGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	531,43 cm ³	Wc,s=	271,85 cm3
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	2782,66 cm ³	Wc,i=	652,73 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	2782,66 cm3	Wc,a=	652,73 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	2782,66 cm ³	Wa,s=	652,73 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	266,60 cm3	Wa,i=	234,55 cm ³

SOLLECTIAZIONI AGENTI (SLU):	Presenza di puntelli in tase di getto soletta? NO					
1° FASE : Fase di costruzione	Q1 =	623 Kg/mq	(peso struttura + mezzi d'opera)			
MOMENTO	M=	1125,38 Kgm	and the control of the control is a source of the control of the c			
TAGLIO	T=	1184,61 Kg				
2° FASE : Con soletta collaborante	Q2 =	O Kg/mq	(aggiunta di perm. senza m.d'o.)			
MOMENTO	M=	0,00 Kgm				
iniziali TAGLIO	T=	0,00 Kg				
MOMENTO	M=	0,00 Kgm				
finali TAGLIO	T=	0,00 Kg				
3° FASE : In esercizio	Q3 =	1320 Kg/mq	(accidentali)			
MOMENTO	M=	2382,60 Kgm				
TAGLIO	T=	2508,00 Kg				

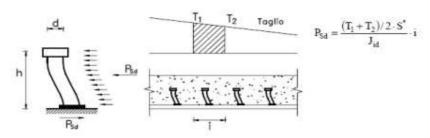
VERIFICHE DELLA SE	ZIONE:	-						
1° FASE : I carichi del	peso proprio	e dei mo	ezzi	d'opera sono sut	portati de	ılla sola s	sezione in accia	io
Tensioni normali:	piattabanda				acciaio	σ=	-781,49	The state of the s
	piattabanda				acciaio	σ=		Kg/cm
Tensioni tangenziale mo	THE SHALL SHALL SALVE SEE				acciaio	τ=		Kg/cm
Abbass. (no mez. d'op.)		0,47	m					
Abbassamento))	0,61	m	=L/620	(ma	x L/300	= 1,27 cm)	OK
2ª FASE : Il calcestruz								
alle sollecitazioni deriv - tensioni iniziali	anti dai caricl	ni perm	anen	ti (detraendo i c	arichi dei	mezzi d'	opera)	
Tensioni normali:	piattabanda	superio	re		acciaio	σ=	0,00	Kg/cm
l.	piattabanda	inferior	re		acciaio	σ=	0,00	Kg/cm
	bordo sup. so	oletta			cls	σ=	0,00	Kg/cm ²
	bordo inf so	letta			cls	σ=		Kg/cm ²
	sezione d'at	tacco a	cciai	o-cls	20	σ=	0,00	Kg/cm ²
Tensioni tangenziale ma	ıx	sul cl	s tra	soletta e trave	$\tau_c = \frac{T_c}{I}$	$\frac{S_x}{\tau} = \frac{T}{\tau}$	0,000	Kg/cm ²
252				acciaio	· c I	_χ b _{τ=}	0,00	Kg/cm ²
- tensioni finali								
Tensioni normali:	piattabanda	superio	re		acciaio	σ=	0,00	Kg/cm ²
Parish - At Senting Parish and Parish Sent	piattabanda	inferior	re		acciaio	σ=	0,00	Kg/cm ²
	bordo sup. so	oletta			cls	σ=	0,00	Kg/cm ²
	bordo inf so	letta			cls	σ=	0,00	Kg/cm
	sezione d'at	tacco a	cciai	o-cls	-	σ=	0,00	Kg/cm ²
Tensioni tangenziale max sul cls tra soletta		soletta e trave	$\tau = \frac{IS}{I}$	<u>x</u> τ=		Kg/cm ²		
Control of the Contro				acciaio	I_x	<i>b</i> τ=		Kg/cm ²
Abbass. (solo perm.)	1	0,06	m				**	370
3ª FASE : Fase di eser		carichi	agisa	cono sulla sezion	e compost	a acciaio	-cls ed	
hanno carattere di bre							05 (2	W-1
Tensioni normali:	piattabanda				acciaio	σ=		Kg/cm
	piattabanda		re		acciaio	σ=		Kg/cm
	bordo sup. so				cls	σ=		Kg/cm
	bordo inf so				cls	σ=		Kg/cm
Table	sezione d'at				TS	σ=		Kg/cm
Tensioni tangenziale mo	ıx	sul cl	s tra	soletta e trave	$\tau_c = \frac{TS}{I_s}$	$\frac{r}{h}$ $\tau =$		Kg/cm
Abbass (all)		0.25		acciaio				Kg/cm²
Abbass. (solo acc.)	ls.	0,35	m	=L/1097	(ma	x L/300	= 1,27 cm)	OK

		acciaio)	τ=	398,42	Kg/cm ^c	OK
max	sul cls tro	a soletta e trave	9	τ=	10,65	Kg/cm²	
sezione	d'attacco accia	io-cls		σ=	-11,42	Kg/cm ^c	
bordo i	nf soletta		cls	σ=	-11,42	Kg/cm ²	Ok
bordo s	sup. soletta		cls	σ=	-59,78	Kg/cm ^c	Ok
piattab	anda inferiore		acciaio	σ=	1613,24	Kg/cm ²	Ok
piattab	anda superiore		acciaio	σ=	-867,11	Kg/cm ^c	Ok
	piattab piattab bordo s bordo i		piattabanda superiore piattabanda inferiore bordo sup. soletta bordo inf soletta sezione d'attacco acciaio-cls max sul cls tra soletta e trave	piattabanda superiore acciaio piattabanda inferiore acciaio bordo sup. soletta cls bordo inf soletta cls sezione d'attacco acciaio-cls	piattabanda superiore acciaio σ= piattabanda inferiore acciaio σ= bordo sup. soletta cls σ= bordo inf soletta cls σ= sezione d'attacco acciaio-cls σ= max sul cls tra soletta e trave τ=	piattabanda superiore acciaio σ = -867,11 piattabanda inferiore acciaio σ = 1613,24 bordo sup. soletta cls σ = -59,78 bordo inf soletta cls σ = -11,42 sezione d'attacco acciaio-cls σ = -11,42 max sul cls tra soletta e trave τ = 10,65	piattabanda superiore acciaio σ = -867,11 Kg/cm² piattabanda inferiore acciaio σ = 1613,24 Kg/cm² bordo sup. soletta cls σ = -59,78 Kg/cm² bordo inf soletta cls σ = -11,42 Kg/cm² sezione d'attacco acciaio-cls σ = -11,42 Kg/cm² max sul cls tra soletta e trave τ = 10,65 Kg/cm²

COLLEGAMENTO TRAVE -SOLETTA



Schema di verifica strutturale dei connettori



forza di scorrimento agente sul singolo piolo

Dalle NTC 2018:

4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori

La resistenza di progetto a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{2d,a} = 0.8 f_a \left(\pi d^2 / 4 \right) / \gamma_V$$
 [4.3.9]
 $P_{2d,c} = 0.29 \alpha d^2 \left(f_{ck} E_{cm} \right)^{0.5} / \gamma_V$ [4.3.10]

dove:

γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3;

ft. è la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio del piolo (comunque ft. ≤ 500 MPa);

f de la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo della soletta;

E_{cm} è il valore medio del modulo elastico secante del calcestruzzo della soletta definito al § 11.2.10.3;

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura;

 $\alpha = 0.2 (h_{sc} / d + 1)$ [4.3.11 a] per $3 \le h_{\infty} / d \le 4$, $\alpha = 1.0$ per h_{sc} / d > 4. [4.3.11 b]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI CONNETTORI

12 mm OK diametro connettori 4 cm h/d = 3.33altezza connettori f. = 4500 Kg/cm² Ecm = 275000 Kg/cm2

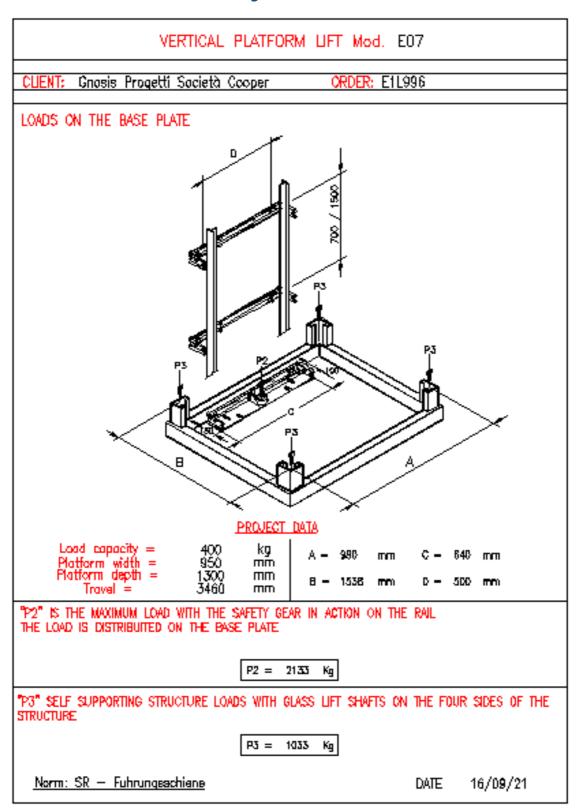
0.9

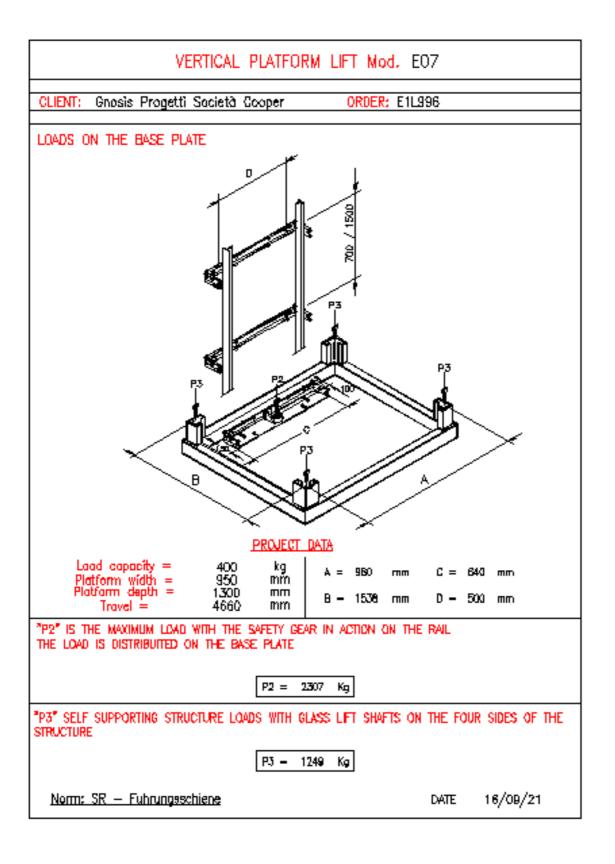
[4.3.10]

RESISTENZA A TAGLIO CONNETTORE : PRd,a = 3257 Kg RESISTENZA CONTATTO CLS A RIFOLLAMENTO : PRd. = 2396 kg VERIFICA CONNETTORI Sull'appoggio (L/4): n° connettori per fila 15 cm interasse connettori Risultati: $\tau = 10,65$ Kg/cm² $\Delta z = L/4 =$ 95 cm scorrimento totale nel tratto = τ b Δz = 12139 Kg Forza sul singolo connettore = 1917 Kg OK Dati: n° connettori per fila 1 In mezzeria 30 cm interasse connettori Risultati: τ = 5,324 Kg/cm² $\Delta z = L/4 =$ 95 cm scorrimento totale nel tratto = τ b Δz = 6069 Kg Forza sul singolo connettore = 1917 Kg OK

11.2.2 Travi di sostegno montanti castelletto elevatori

11.2.2.1 Valore delle sollecitazioni agenti alla base





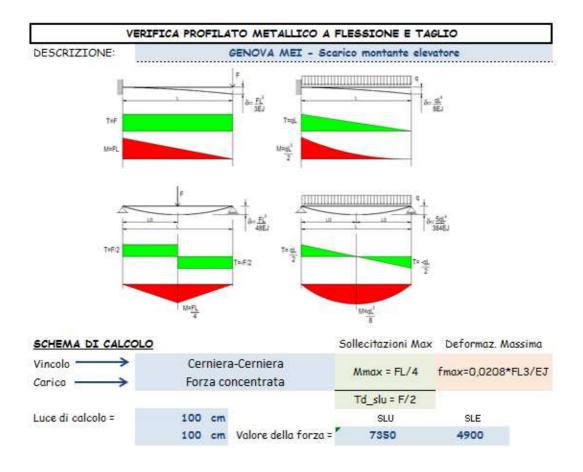
11.2.2.2 Verifica travi di sostegno elevatori

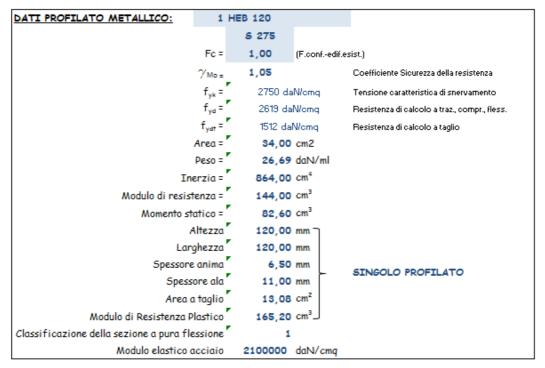
Nel seguito si riporta la verifica delle nuove travi HEB120 da posizionare sotto i castelletti degli elevatori. La verifica è eseguita nel caso più gravoso, con lo scarico di due montanti e lo scarico dell'impianto gravanti su una unica trave, considerati posizionati tutti al centro.

$$P_{SLE} = 2307 + 2 \times 1249 = 4805 \Rightarrow Si considera P_{SLE} = 4900 daN$$

 $P_{SLU} = 4900 \times 1.5 = 7350 daN$

La verifica comporta:





CALCOLO SOLLECITAZIONI SLU Momento flettente max Md_slu = FL/4 = 1837,5 daNm Taglio max Td_slu = F/2 3675,0 daN

	Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle		
Elementi strutturali		menti v	δ ₂ L
Coperture in generale		200	1 250
Coperture praticabili	1 250	1 300	
Solai in generale	1 250	300	
Solai o coperture che reggono intona finitura fragile o tramezzi non flessib	1 250	1 350	
Solai che supportano colonne	1 400	1 500	
Nei casi in cui lo spostamento può co l'aspetto dell'edificio	ompromettere	1 250	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funz	ionali tali limiti deveno essere	оррогинатенте гідо	tti.
IL CARICO TOTALE	= 0.50 cm		
fmax=0,0208*FL3/8	EJ = ▶ 0,06 cm	E 0	VERIFICATO
L SOLO SOVRACCARICO			
cia limite = 1 / 300	= 0,33 cm		
fmax=0,0208*FL3/8	EJ = 0.00 cm	9 19	VERIFICATO

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \begin{array}{ll} \text{VERIFICA A FLESSIONE} & \text{VERIFICA A TAGLIO} \\ \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \begin{array}{ll} M_{\text{Ed}} = \text{Momento flettente di calcolo} \\ M_{c,Rd} = \text{Momento resistente} & \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \end{array} \quad \begin{array}{ll} V_{\text{Ed}} = \text{Taglio di calcolo} \\ V_{c,Rd} \leq 1 \end{array} \quad \begin{array}{ll} V_{\text{Ed}} = \text{Taglio resistente} \end{array}$$

$$\text{Classe 1e 2} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma M_0} = 4 \text{ 326,67 daN m} \qquad \qquad V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma M_0} = 19 \text{ 778 daN} \end{array}$$

$$\text{Classe 3} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,\min} \cdot f_{yk}}{\gamma M_0} = 3 \text{ 771,43 daN m}$$

$$M_{ed} = M_{\max,\text{SLU}} = 1 \text{ 838 daN m} \qquad \qquad V_{\text{Ed}} = T_{\max,\text{SLU}} = 3 \text{ 675 daN} \end{array}$$

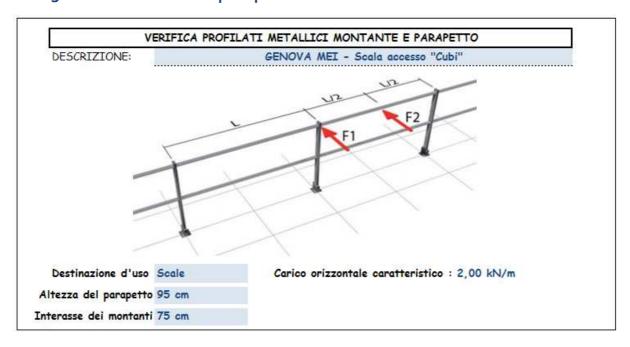
$$M_{ed} = M_{\max,\text{SLU}} = 1 \text{ 838 daN m} \qquad \qquad V_{\text{Ed}} = T_{\max,\text{SLU}} = 3 \text{ 675 daN} \end{array}$$

$$M_{ed} = M_{el,Rd} = 1 \text{ 837,50} \qquad / \quad 4326,67 \qquad = 0.42 \qquad \text{VERIFICATO}$$

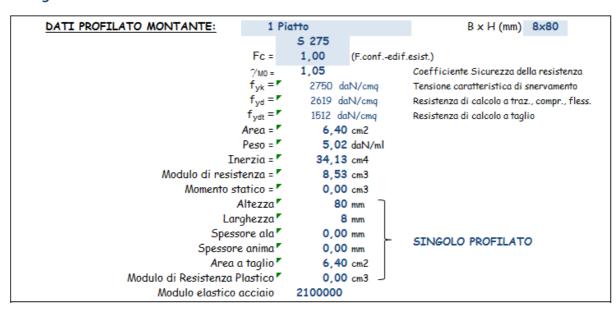
$$V_{\text{Ed}} / V_{c,Rd} = 3 \text{ 675,00} \qquad / \quad 19778,37 \qquad = 0.19 \qquad \text{VERIFICATO}$$

158

11.2.3 Verifica montanti e parapetti



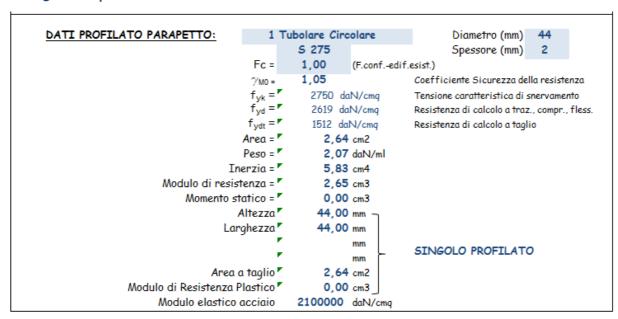
11.2.3.1 Montante



```
Forza agente in testa al montante (SLU) 225,00 daN Forza agente in testa al montante (SLE) 150,00 daN M_{\text{max,SLU}} = 214 \text{ daN m} \qquad T_{\text{max,SLU}} = 225 \text{ daN}
Freccia limite = 1 / 100 = 0,95 cm f_{\text{max}} = PL^3/3EJ = \bigcirc 0,60 \text{ cm} \qquad \text{VERIFICATO}
```

VERIFICA AGLI SLU VERIFICA A FLESSIONE VERIFICA A TAGLIO $\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \le 1$ $V_{Ed} = \text{Taglio di calcolo}$ $V_{c,Rd} = \text{Taglio resistente}$ M_{Ed} = Momento flettente di calcolo M_{c,Rd} = Momento resistente ${\it Classe 1 e 2} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{} =$ $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 9 677 \text{ daN}$ Classe 3 \rightarrow $M_{c,Rd}=M_{el,Rd}=\frac{W_{el,\min}\cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}=$ 223,49 daN m Med = Mmax,SLU = 214 daN m VEd = Tmax,SLU = 225 daN Med / McRd = VERIFICATO 213,75 / 223,49 = 0,96 V_{Ed} / V_{c,Rd} = 225,00 / 9677,49 = 0,02 **VERIFICATO**

11.2.3.2 Parapetto



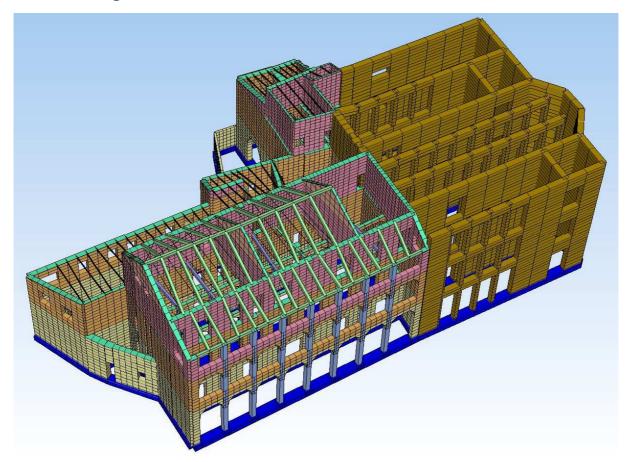
Carico distribuito lungo il parapetto (SLU) 300,00 daN/m Carico distribuito lungo il parapetto (SLE) 200,00 daN/m $M_{\text{max,SLU}} = 21 \text{ daN m}$ $T_{\text{max,SLU}} = 113 \text{ daN}$ Freccia limite = 1 / 200 = 0,38 cm $f_{\text{max}} = 5/384 \text{ qL}^4/\text{EJ} = | \triangleright 0,07 \text{ cm}$ VERIFICATO

VERIFICA AGLI SLU VERIFICA A FLESSIONE VERIFICA A TAGLIO $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1$ $M_{c,Rd} = M_{c,Rd} = M_{c,Rd}$ $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1$ $V_{ed} = \text{Taglio di calcolo}$ $V_{c,Rd} = \text{Taglio resistente}$ M_{Ed} = Momento flettente di calcolo $M_{c,Rd}$ ${\it Classe 1e2} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\cdots} =$ $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 3 990 \text{ daN}$ Classe 3 \rightarrow $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 69,43 \text{ daN m}$ VEd = Tmax,SLU = 113 daN Med = Mmax,SLU = 21 daN m MEd / McRd = 21,09 / 69,43 = 0,30 VERIFICATO $V_{Ed} / V_{cRd} = 112,50 / 3990,36$ = 0,03 VERIFICATO

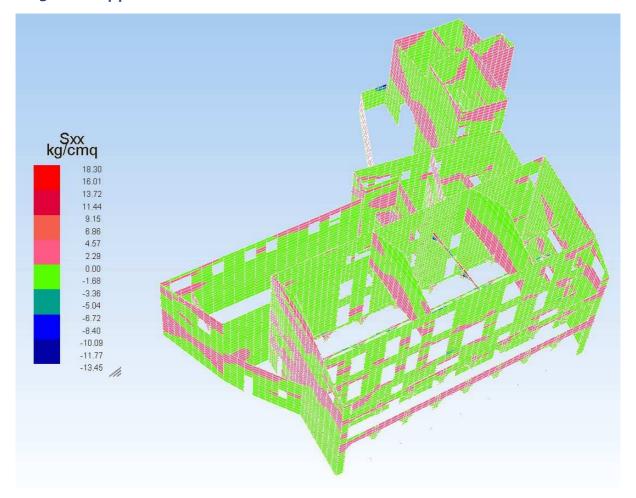
pag.

11.3 Verifica statica globale dell'edificio

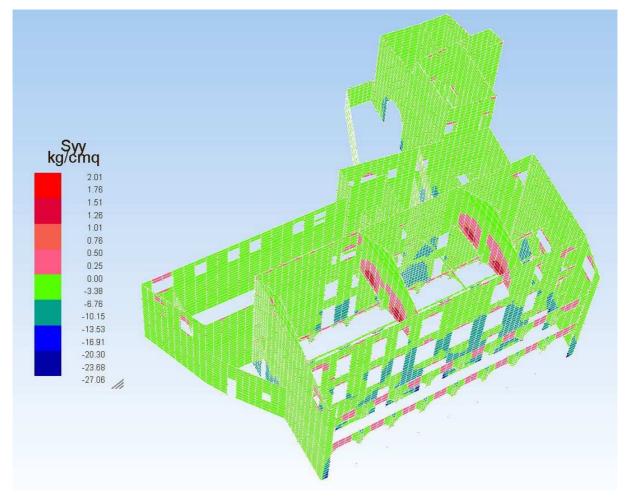
11.3.1Schema tridimensionale della struttura



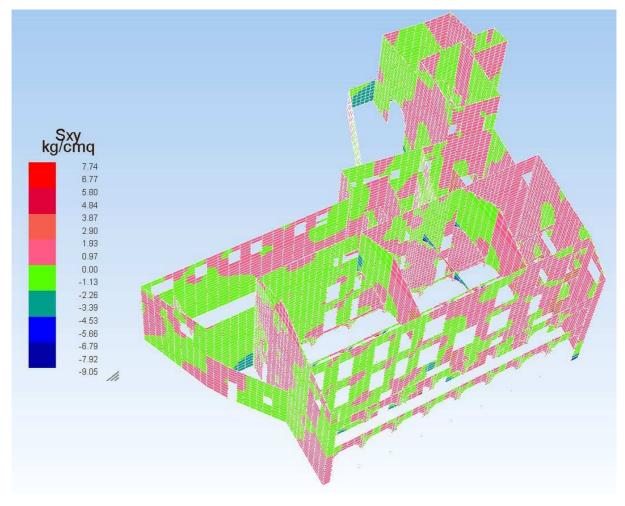
11.3.1Inviluppo delle sollecitazioni nelle murature



Tensioni normali orizzontali

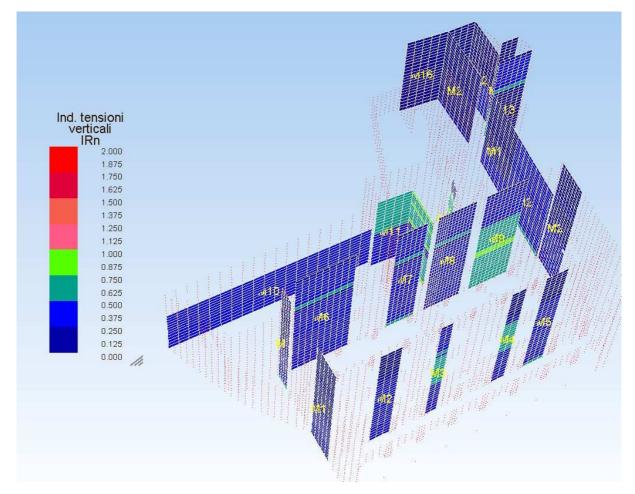


Tensioni normali verticali

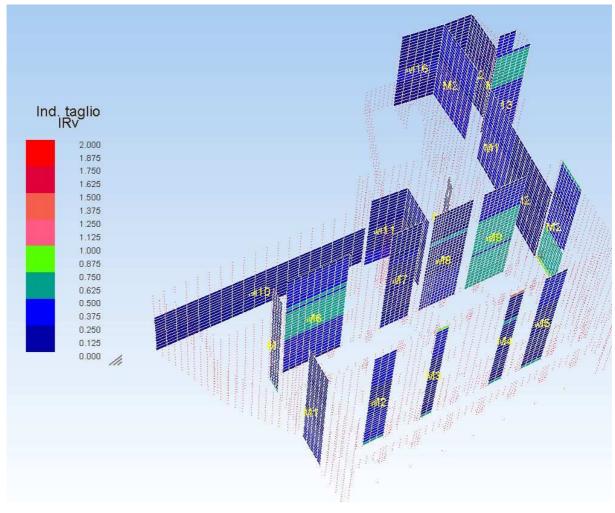


Tensioni tangenziali

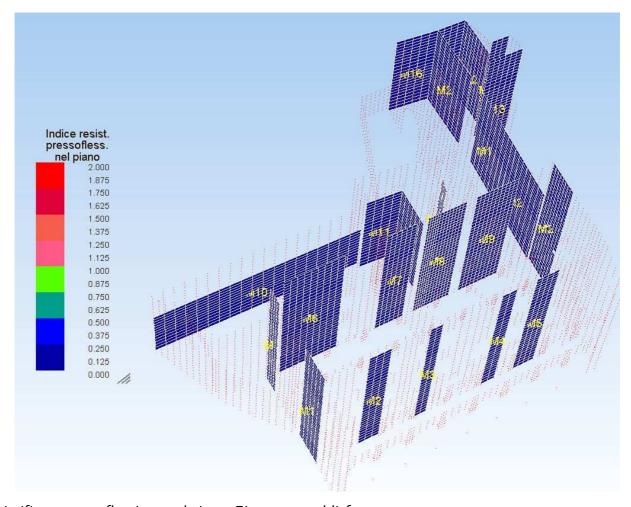
11.3.1 Verifiche dei maschi murari



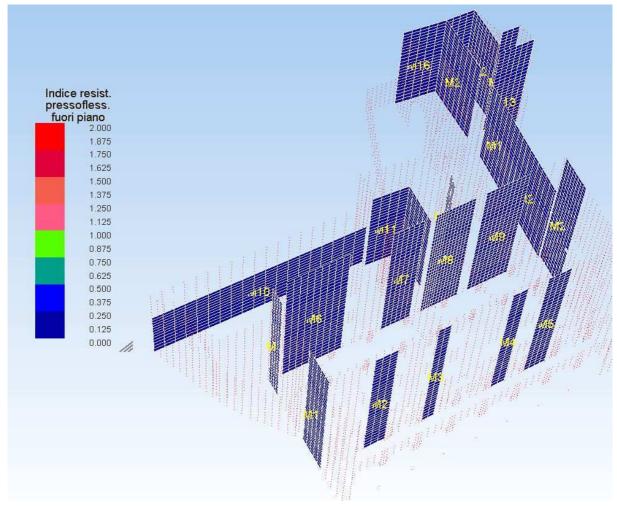
Verifica a sforzo normale. E' sempre soddisfatta



Verifica a taglio. Per un maschio NON è soddisfatta (vedi verifica con rinforzo)



Verifica a pressoflessione nel piano. E' sempre soddisfatta



Verifica a pressoflessione fuori dal piano. E' sempre soddisfatta

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA

VERIFICA DEL MASCHIO RINFORZATO

Verifica a pressoflessione e taglio

Posizione sezione: in testa

NC	N	v	My	Mz	MyRes	MzRes	IRMy	IRMz	zona		VRdM	VRdf	VRdMax	VRd	IRV
	kg	kg	kgm	kgm	kgm	kgm			cm	cm	kg	kg	kg	kg	
1	-3966.7	2613.8	-34.1	1869.5	1234.0	3168.2	0.03	0.59	109.7	156.5	5868.5	2361.4	45341.8	8229.9	0.32 TF Ver.
2	-6866.1	4515.7	-69.3	3450.9	2098.2	5386.9	0.03	0.64	99.8	156.5	5023.4	2361.4	30227.9	7384.8	0.61 TF Ver.

12) VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

12.1 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata calcolata mediante <u>analisi dinamica lineare</u> e applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

L'elemento di conoscenza di partenza, al fine di determinare il valore dell'azione sismica agente e il rispetto degli stati limite imposti, è la "Pericolosità Sismica di Base" del sito dove dovrà sorgere la costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $\mathbf{a_g}$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria \mathbf{A} quale definita al \S 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $\mathbf{S_e}(\mathbf{T})$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza $\mathbf{P_{VR}}$, come definite nel \S 3.2.1 delle NTC, nel periodo di riferimento $\mathbf{V_R}$, come definito nel \S 2.4 delle NTC.

Le norme vigenti definiscono le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- aq: accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F**_o: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alle NTC, per tutti i siti del territorio nazionale, sono forniti i valori di a_g , F_o e $T*_C$ necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

12.1.1Impostazione parametri sismici

La norma vigente fa riferimento ad una serie di parametri, da specificare in base alla tipologia della costruzione e alle caratteristiche geografiche del sito.

12.1.1.1 Vita nominale

In riferimento al punto 2.4.1 delle NTC, si riporta:

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

 ${f Tab.~2.4.I}$ – ${f Valori~minimi~della~Vita~nominale~V}_{f N}$ di progetto per i diversi tipi di costruzioni

	TIPI DI COSTRUZIONI	$egin{aligned} & V_{ m alori} & { m minimi} \ & { m di} & V_{ m N} & { m (anni)} \end{aligned}$
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per il caso in esame si fa riferimento alla classe 2, con $V_N \ge 50$ anni

12.1.1.2 Classe d'uso

In riferimento al punto 2.4.2 delle NTC, si riporta:

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.

Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per il caso in esame si fa riferimento alla *classe III*

12.1.1.3 Vita di riferimento

In riferimento al punto 2.4.3 delle NTC, si riporta:

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \tag{2.4.3}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_{IJ} è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso Cu

CLASSE D'USO	I	П	ш	IV
COEFFICIENTE C _U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Per il caso in esame, quindi, si ha un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1.5$ (classe d'uso II), e un periodo di riferimento $V_R = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$.

12.1.1.4 Spettro di risposta

Le NTC contemplano, per le varie classe di struttura, le seguenti verifiche strutturali agli stati limite:

STRUTTURE DI CLASSE I:

Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti

Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) – Verifica di resistenza

STRUTTURE DI CLASSE II:

Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti

Stati Limite di Salvaquardia della Vita (S.L.V.) – Verifica di resistenza

STRUTTURE DI CLASSE III:

Stato Limite di Operatività (S.L.O.) – Controllo degli spostamenti

Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Verifiche di resistenza

Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) – Verifica di resistenza

STRUTTURE DI CLASSE IV:

Stato Limite di Operatività (S.L.O.) – Controllo degli spostamenti

Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Verifiche di resistenza

Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) – Verifica di resistenza

Al punto 8.3 delle NTC è riportato: "La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

SLE specificate al § 7.3.6"; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Nel caso in esame si fa riferimento agli spettri relativi ai seguenti stati limite (Struttura di Classe IV):

- Stato Limite del Danno (S.L.O.) Controllo degli spostamenti
- Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.D) Verifica di resistenza
- Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) Verifica di resistenza

In riferimento al punto 3.2.1 delle NTC, si riporta:

Tab. $3.2.I$ – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato											
Stati Limite $P_{ m V_R}$: Probabilità di superamento nel periodo di riferimen											
Stati limite di esercizio	SLO	81%									
Stati fiffite di esercizio	SLD	63%									
Stati limite ultimi	SLV	10%									
Stati innute ultimi	SLC	5%									

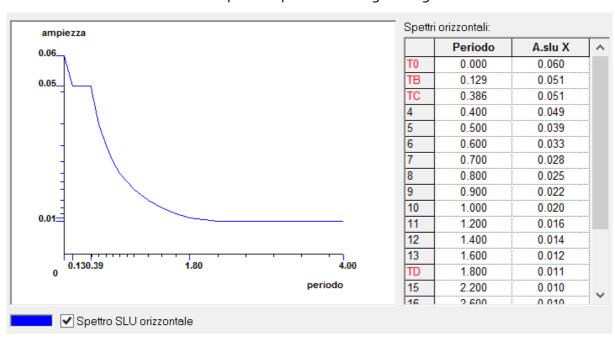
Individuato, in base allo stato limite scelto, il valore di P_{VR} , si ottiene il valore del tempo di ritorno T_R dalla sequente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln{(1 - P_{VR})}}$$
 con 30 \le T_R \le 2475

Con il valore di T_R e degli identificativi geografici della località in esame, si entra nelle tabelle dei parametri spettrali allegate alle NTC, per risalire ai valori di a_g , F_o e T^*_C richiamati in precedenza



Nel caso in esame si adotta lo spettro riportato nel seguente grafico:



CONSIDERAZIONI SULLA VERIFICA ALLO SLD

Per costruzioni di classe III come la presente, è richiesta la verifica degli elementi strutturali in termini di resistenza per sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche corrispondenti allo SLD, attribuendo a η il valore di 2/3 (invece di 1 previsto per smorzamento pari al 5%).

Lo spettro SLD da utilizzare per la verifica, quindi deve essere ridotto di 2/3.

Si dimostra che nel caso in esame questa verifica è automaticamente soddisfatta dagli elementi progettati agli SLV; infatti lo spettro allo SLV, già utilizzato per il dimensionamento degli elementi strutturali, è sempre maggiore dello spettro SLD che andrebbe utilizzato nella verifica a resistenza allo SLD (con η = 2/3).

12.1.2 Ulteriori parametri sismici

Gli ulteriori parametri che influenzano la determinazione della forza sismica sono la classe del sottosuolo e il fattore di comportamento q

12.1.2.1 Caratteristiche sottosuolo

In riferimento al punto 3.2.2 delle NTC, si riporta:

Tab. 3.2.II – Ca	ntegorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
В	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consi- stenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
С	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consi- stenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del- le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
Е	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le catego- rie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

	Tab. 3.2.III – C	ategorie topografiche						
	Categoria Caratteristiche della superficie topografica							
	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°						
٦	T2	Pendii con inclinazione media i > 15°						
	T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°						
	T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°						

Come si evince dalla allegata Relazione Geologica, la categoria di sottosuolo in esame è classificata in Categoria *B* e le caratteristiche topografiche classificate in Categoria *T*₁.

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

12.1.2.2 Fattore di comportamento (struttura in muratura esistente)

In riferimento alla tabella 7.3.II delle NTC2018, si riporta:

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)										
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_{\rm u}/\alpha_1$									
Costruzioni di muratura armata	$2.5 \alpha_{\rm u}/\alpha_1$									
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3.0 \alpha_{\rm u}/\alpha_1$									
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α _u /α ₁									
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α _u /α ₁									

Al punto 7.8.1.3 le NTC riportano:

– costruzioni di muratura ordinaria	$\alpha_{\rm u}/\alpha_1 = 1.7$
– costruzioni di muratura armata	$\alpha_{\rm u}/\alpha_1 = 1.5$
– costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità	$\alpha_{\rm u}/\alpha_1 = 1.3$
– costruzioni di muratura confinata	$\alpha_{\rm u}/\alpha_1 = 1.6$
– costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità	$\alpha_{\rm u}/\alpha_1 = 1.3$.

Per il caso in esame si ha:

Edificio regolare in altezza;

12.2 Verifica globale dell'edificio

La risoluzione della struttura e le successive verifiche sono state effettuate mediante elaborazione automatica, utilizzando il programma di calcolo Mastersap Top della "AMV s.r.l.", licenza n. 28709.

Il comportamento della struttura sotto le azioni statiche e sismiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. Nel caso in esame ai nodi strutturali del modello in elevazione convergono le travi e i pilastri previsti, connessi, eventualmente, a livello di ciascun piano, ai nodi degli elementi bidimensionali ("shell") che simulano la presenza delle pareti verticali (setti).

Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo.

E' stata adottata un'analisi lineare e i parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano principalmente il modulo di Young e il coefficiente di Poisson.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi sismica dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme alle norme vigenti. Agli effetti del dimensionamento e delle verifiche è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

12.2.1 Verifiche della struttura in muratura

In sostanza le verifiche previste per le murature portanti sono 4.

- Verifica a pressoflessione nel piano
- Verifica a taglio
- Verifica a pressoflessione fuori piano
- Verifica delle fasce piene (ovvero travi di collegamento fra pannelli murari)

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (1^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$$
 (7.8.2)

dove:

Mu è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

 σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/(lt), con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

 $f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = 1$$
' t f_{vd} (7.8.3)

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

 $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/(1)$ t).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di 1,4 \bar{f}_{bk} , dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0.4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di 2.0 f_{bk} né maggiore di 2.2 MPa.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85~f_{\rm d}$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Dopo la modellazione degli elementi bidimensionali che compongono la struttura, il programma di calcolo utilizzato consente di definire i maschi murari.

Allo stesso modo sui pannelli murari il programma realizza l'integrazione dello stato tensionale per determinare le sollecitazioni globali; questo avviene comunemente nelle tre sezioni contemplate dalla norma: alla base, in mezzeria e in sommità di ciascun pannello.

Viene prodotto un tabulato i cui risultati finali più significativi sono i quattro indici di resistenza (s.l.u.) a compressione, taglio, pressoflessione nel piano e fuori piano.

El Ti Co dl ea	em.: po d eff. : / h	MASCHIO i verific contribu 2.50 cm : 1 /	DI UN (piastra) ca: ato σ _n : a 200.00	Gruppo: Stato 1 0.40 d2 / t: fatt. 1	.imite 0.16 Laterale	1 660 di v	Tabe fk: β, c	ella: 7 60.00 coeff. etti di) kg/d parz. i d1 e	emq sez.: d2:	fvk	0: 2 1.00 corde	.00 kg				
			Λ							Im	β	τ	f_{VK}		InMa		Note
o s	с.		kg		* m				kg/cm ²			kg	/cm²		I _{zM}	I _{zMfp}	
1	2 3 4	-8662 -3368	861 605 869 231 378	-62	-330 -231 -164 -261 -122	1 0	2 1	0.55	-3 00	0.28 0.04 0.14	1.00 1.00 1.00	0.31 0.22 0.31 0.08 0.14	3.77 3.24 2.48 3.73 2.76	0.20 0.25 0.04			
12 12 12 12 12 12 12	1 2 3 4 5	-92775 -65037 -32183 -85834 -35512	3684 2554 6348 10034 5940	986 692 343 907 395	3345 2352 1279 2994 1392				-4.65 -2.30 -6.13	0.36 0.08 0.20	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00	0.18 0.45 0.72	4.65 3.86 2.92 4.45 3.01	0.17 0.14 0.31 0.32 0.28	 		
0 0 0 0	1 2 3 4 5	-13857 -10630 -15091	194 1773	-4 -1 -68 52 284					-4.95	0.43	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00		4.82 3.98 3.52 4.16 2.63	0.06 0.05 0.36 0.21 0.23	0.04	0.30	

Gli stessi indicatori possono più facilmente essere analizzati mediante le mappe a colore, come riportato alla fine della presente relazione. E' anche indispensabile controllare quelle porzioni di struttura non coinvolte nella verifica dei maschi murari, quali le parti strutturali di collegamento e le fasce di piano, principalmente sollecitate a taglio. In una modellazione ad elementi bidimensionali le tensioni taglianti e flettenti compaiono già fra i risultati dell'analisi. Si possono pertanto rappresentare, nel modello 3D, le tensioni taglianti oppure le tensioni principali che tengono conto anche degli altri contributi tensionali. Basta così accertare che gli stati tensionali non superino i corrispondenti valori limite dei materiali. In particolare è importante che le tensioni di trazione non superino il valore di f_{vko}.

Nel paragrafo delle visualizzazioni dei dati di input e dei risultati del calcolo, sono riportati i grafici riassuntivi delle verifiche effettuate.

Si ribadisce che il fattore parziale di sicurezza γ_M per la muratura utilizzato nella verifica è pari a 2 per le combinazioni sismiche e a 3 per le combinazioni statiche.

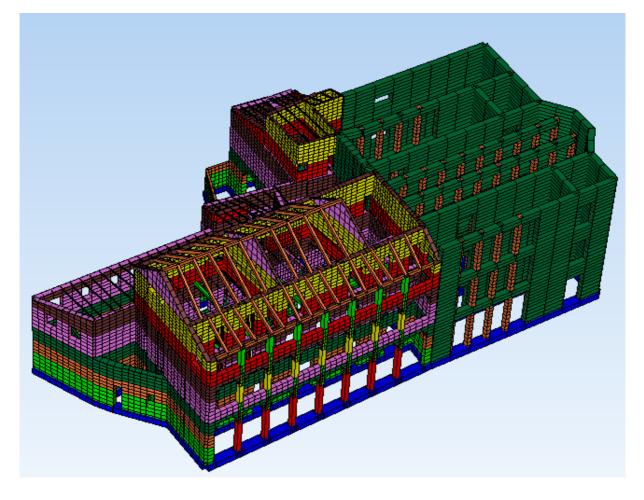
12.2.2 Modellazione tridimensionale della struttura muraria

Nel seguito si riportano i criteri adottati per dimostrare il raggiungimento del miglioramento ottenuto con gli interventi proposti, attraverso una attenta valutazione degli effetti migliorativi sul complesso strutturale in oggetto.

In pratica si è proceduto alla valutazione della sicurezza del manufatto allo stato attuale, con definizione del livello di rischio simico attuale e della valutazione della sicurezza del manufatto dopo l'intervento di miglioramento.

La modellazione strutturale adottata e i parametri utilizzati tengono conto della effettiva consistenza del manufatto sia prima che dopo l'intervento, il tutto in conformità a quanto riportato nelle vigenti norme (D.M Infrastrutture 17/01/2018 e Circ. C.S. LL.PP. n. 7 del 21/1/2019)

E' stata scelta una modellazione molto spinta del complesso strutturale, con elementi bidimensionali tipo "shell", al fine di arrivare ad una conoscenza molto approfondita del comportamento strutturale, e poter accertare l'effettiva resistenza del complesso ai cimenti di natura sismica.



Si è voluto utilizzare un modello di calcolo molto complesso (ad elementi bidimensionali), invece delle semplici schematizzazioni ad elementi "travi-pilastri" (di tipo monodimensionale), per verificare con la migliore approssimazione possibile, il valore della accelerazione massima sopportabile dalla struttura prima e dopo l'intervento di risanamento, per confrontarle, in termini percentuali, con la accelerazione sismica di progetto.

Data la complessità del modello adottato e la copiosa mole dei tabulati di calcolo derivanti, nel seguito si riportano sinteticamente e in forma grafica, i dati progettuali e di input del software utilizzato nonché i risultati delle calcolazioni effettuate.

12.2.3 Azioni, condizioni e combinazioni di carico

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni sismiche, di tipo dinamico, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

Le combinazioni di carico statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni.

Inoltre, oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statiche derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

12.2.4 Metodologia di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati

Il programma utilizzato effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare può essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso del programma e non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate.

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto dalla AMV S.r.l. di Ronchi dei Legionari (Gorizia), licenza n. 28709. E' stata utilizzata un'analisi lineare sismica dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite.

12.2.5 Modello strutturale utilizzato nel codice di calcolo

12.2.5.1 I nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà).

Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse.

Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano.

Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

12.2.5.2 I materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

12.2.5.3 Le sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbiologia adottata dal programma è la seguente:

Rettangolare piena (Rp);

```
Rettangolare cava (Rc);
Circolare piena (Cp);
Circolare cava (Cc);
T (T.);
T rovescia (Tr);
L (L.);
C (C.);
C rovescia (Cr);
Cassone (Ca);
Profilo singolo (Ps);
Profilo doppio (Pd);
Generica (Ge).
```

12.2.5.4 I carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari.

I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

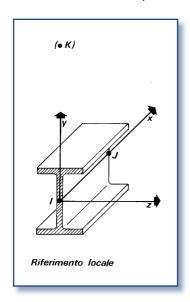
I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

12.2.5.5 Gli elementi finiti

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

Elemento TRUSS (asta reticolare)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica.



Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

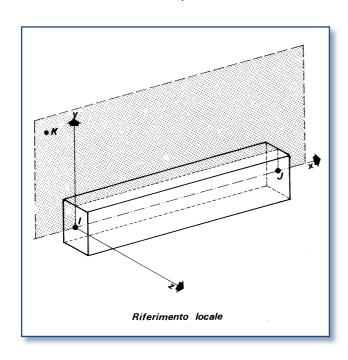
A Area della sezione.

- E. Modulo elastico.
- p. Densità di peso (peso per unità di volume).
- α. Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.

Elemento FRAME (trave, pilastro, trave fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale.



E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

deformabilità da taglio (travi tozze);

sconnessioni totali o parziali alle estremità;

connessioni elastiche alle estremità;

offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;

suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i sequenti carichi:

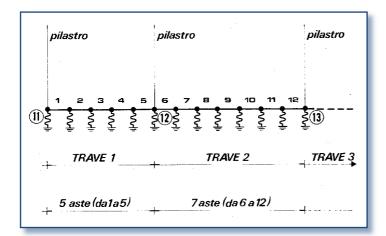
carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;

sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;

forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;

carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.



I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne.

Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemen-to finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

Vi=Vf; di=df=o, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

Elemento SHELL (quscio)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

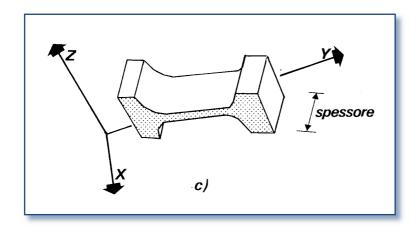
Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

```
elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
nodi di riferimento I, J, K, L;
spessore;
materiale;
pressioni e relative aliquote dinamiche;
temperatura;
gradiente termico;
carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.
```

Elemento PLANE (stato piano di tensione, stato piano di deformazione, assialsimmetrico)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialmsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale.



E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di defromazione o asialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi)

bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

numero elemento (massimo 1999 per gruppo);

nodi di riferimento I, J, K, L;

spessore;

materiale;

carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;

temperatura.

Elemento BOUNDARY (vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

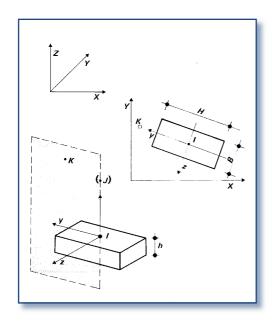
il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);

la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);

la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F*L/rad).

Elemento PLINTO

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.



Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

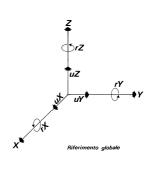
L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

12.2.6 Tabulati di calcolo e verifica – Presentazione dei risultati

Su richiesta è possibile consegnare, su supporto magnetico, i tabulati integrali di calcolo; in tali tabulati sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture intelaiate spaziali da realizzare, nonchè i risultati delle calcolazioni effettuate.

12.2.6.1 Deformate

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi



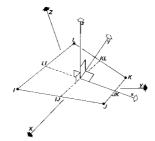
globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

12.2.6.2 Gusci e piastre

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- Sxx (F/L²);
- Syy (F/L²);
- Sxy (F/L²);
- Mxx (F*L/L);
- Myy (F*L/L);
- Mxy (F*L/L);
- σ_{idsup} (F/L²);
- σ_{idinf} (F/L²).
- Sxx, Syy, Sxy rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)



- Mxx rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per Myy;
- Mxy rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente Mxx si sovrappongono alle tensioni Sxx, con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per Myy e Syy). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a Sxy.

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per Sxx, Syy, Sxy, Mxx, Myy, Mxy.

Nel calcolo degli inviluppi viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli inviluppi dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

12.2.6.3 Vincoli

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti (F*L) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli inviluppi viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

12.2.7 Verifiche di sicurezza degli elementi strutturali principali

12.2.7.1 Verifiche delle opere in muratura agli Stati Limite

Il tabulato che riquarda la verifica dei maschi murari riporta i sequenti risultati:

- posizione: le posizioni sono quelle di testa (indicata con I), di piede (o) e quelle intermedie (le due previste per l'EC6, 2/5l e 3/5l) oppure l'unica per s.l. e t.a. (½1); in questo caso con ½1 si intende indicare la posizione a momento massimo;
- c.c., combinazione di carico; la verifica è differente per le combinazioni sismiche e quelle non sismiche;
- Fx: sforzo normale, negativo se di compressione;
- V: taglio nel piano del pilastro;
- My, Mz: momenti flettenti con azione nel piano e fuori piano del pilastro; in relazione al valore di B e H i due momenti possono svolgere un'azione nel piano o fuori dal piano dell'elemento;
- es1/eV, es2/eb: sono le eccentricità; es1 viene calcolato in testa, eV in posizione intermedia, esz ancora in testa, eb alla base, questi quattro dati sono stati compattati in due colonne e vanno letti alla riga (sezione) corrispondente. Nel caso dell'EC6 queste eccentricità sono sostituite da ei/emk.
- φ/φt/φb: sono i coefficienti di riduzione della resistenza; anche in questo caso viene utilizzata una sola colonna: φ viene determinato in testa, φt in posizione intermedia, φb alla base. Nel caso dell'EC6 questi φ sono sostituiti da φi/φmk;
- Fx/A: tensione media nell'elemento, negativa se di compressione;
- IRN: rappresenta l'indice di resistenza inteso come rapporto fra la tensione media di compressione e la tensione limite. Al piede del pilastro rappresenta l'indice peggiore (più elevato) derivante dalla verifica a compressione e da quella a presso flessione nel piano dell'elemento;
- β: coefficiente di parzializzazione della sezione, calcolato in base all'eccentricità eb;
- τ: rappresenta la tensione media a taglio;

- fvk: resistenza caratteristica a taglio;
- IRV: rapporto fra la tensione media e la tensione limite a taglio;
- IrM: viene calcolato solo al piede del pilastro; rappresenta l'indice di resistenza a momento flettente per pressoflessione nel piano, ottenuto come rapporto fra il momento flettente agente nel piano e il momento ultimo Mult calcolato. Viene anche messo in evidenza, con il simbolo IrMz, se il momento nel piano è Mz, con IrMy se il momento nel piano è My;
- IrMfp: viene calcolato solo al piede del pilastro; rappresenta l'indice di resistenza a momento flettente per pressoflessione fuori piano, ottenuto come rapporto fra il momento flettente agente fuori piano e il momento ultimo Mult calcolato. Viene anche messo in evidenza con IrMz se il momento che agisce fuori piano è Mz, con IrMy se agisce invece My.

13) SCHEMI GRAFICI DEI DATI E RISULTATI DEL CALCOLO EDIFICIO IN MURATURA

Poiché il progetto è di miglioramento sismico, è stato scisso lo studio del comportamento statico da quello sismico.

Nel seguito si riportano i risultati del calcolo, prendendo in esame le verifiche riportate nella norma vigente, considerando opportunamente, in particolare, il coefficiente di riduzione della resistenza del muro Φ .

A questo riguardo la verifica in campo statico dà i risultati riportati nel seguito, per le verifiche di resistenza a sforzo normale, a taglio, a pressoflessione nel piano e fuori piano. Le mappe a colori, che riguardano le sezioni del maschio murario soggette a verifica, contrassegnano con colorazioni rosate le situazioni fuori norma.

Nel tabulato per le tre sezioni di testa, mezzeria e piede, vengono innanzitutto riportate le 4 sollecitazioni che impegnano il maschio (ottenute per integrazione dello stato tensionale, come già dichiarato). Per le eccentricità si usa la simbologia del D.M. 20.11.1987 oltre che del D.M. 17.01.2018 (si noti l'eccentricità e_b utilizzata per la verifica a pressoflessione alla base, D.M. 20.11.1987 § 2.4.1.2.1). Vengono inoltre riportati i valori del coefficiente Φ di riduzione (legati all'eccentricità e allo spessore del muro), utilizzati per le verifiche di resistenza a compressione nelle 3 sezioni citate in testa (Φ), al centro e alla base (Φ t e Φ b), solo alla base Φ b.

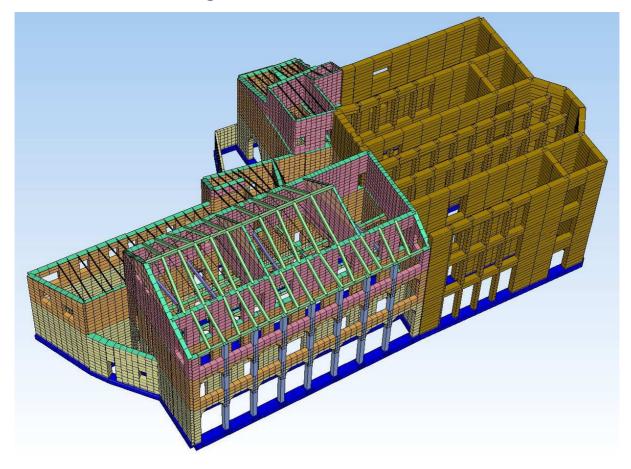
Fx/A rappresenta la compressione media che viene confrontata con (Φ t * Φ b * fk / γ M) e produce il relativo indice di resistenza IRN (favorevole se \leq 1)

Analogamente τ rappresenta la tensione media a taglio da confrontare con (fvk / γ M) e produce il relativo indice di resistenza IRv (favorevole se \leq 1).

Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

13.1 Dati di ingresso

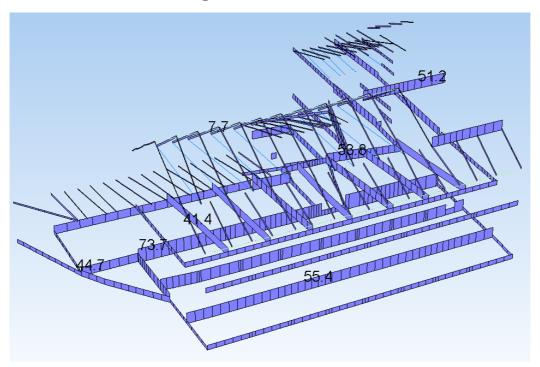




13.1.2Numerazione maschi murari



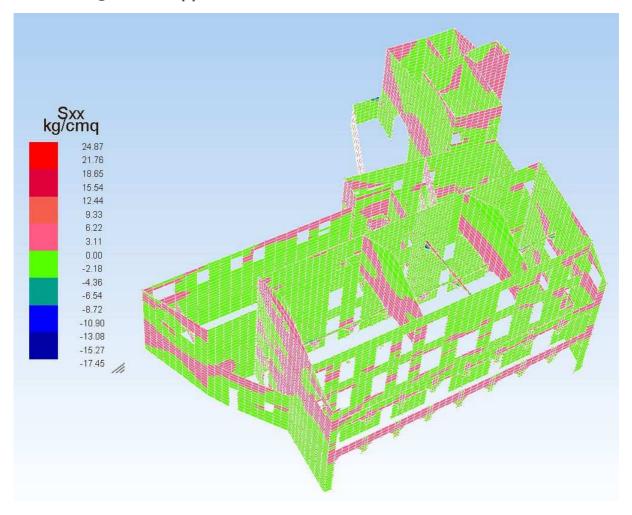
13.1.3Carichi agenti



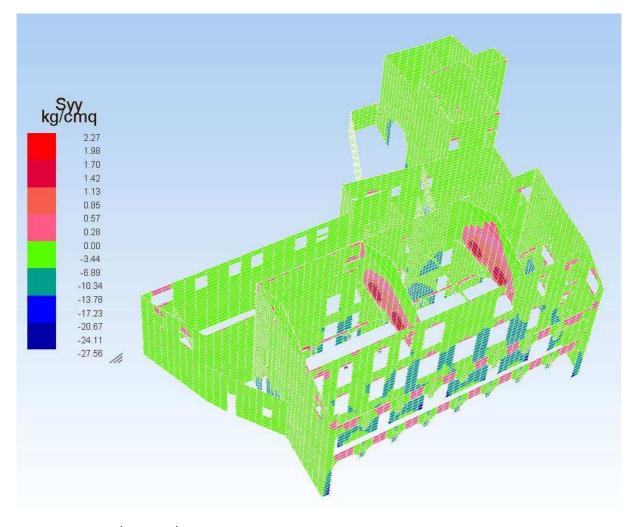
Capitolo: VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

13.2 Calcolo dell'edificio ANTE-Operam (statica)

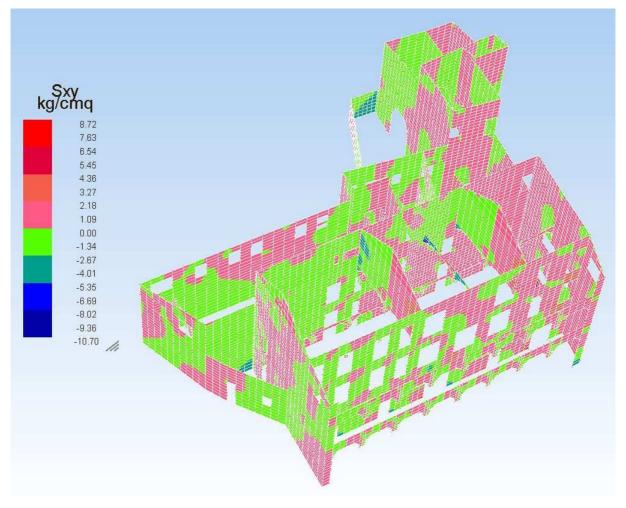
13.2.1Inviluppo delle sollecitazioni nelle murature



Tensioni normali orizzontali

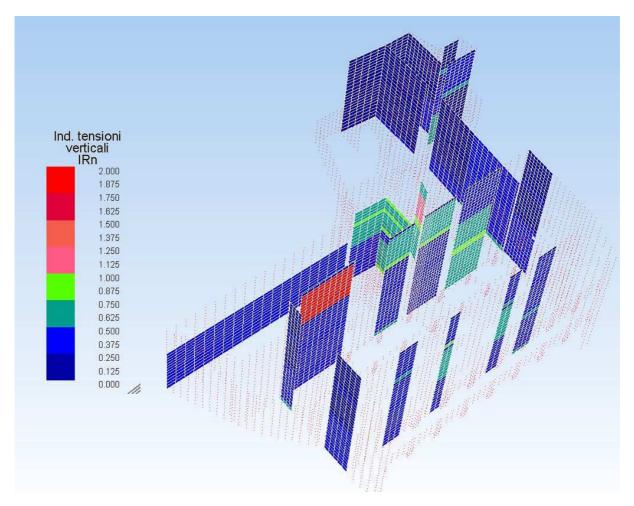


Tensioni normali verticali

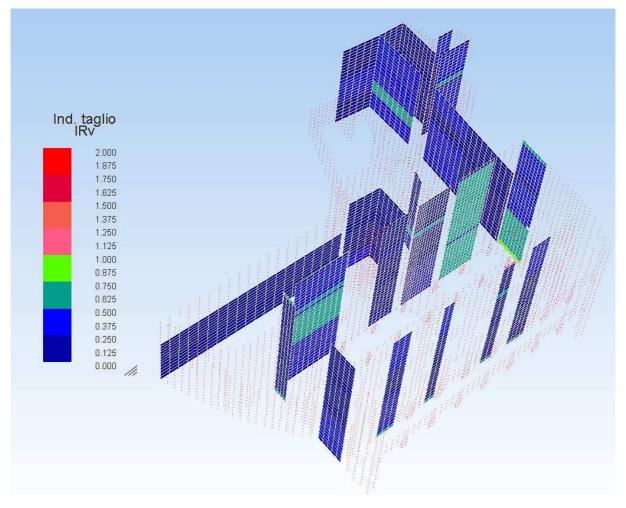


Tensioni tangenziali

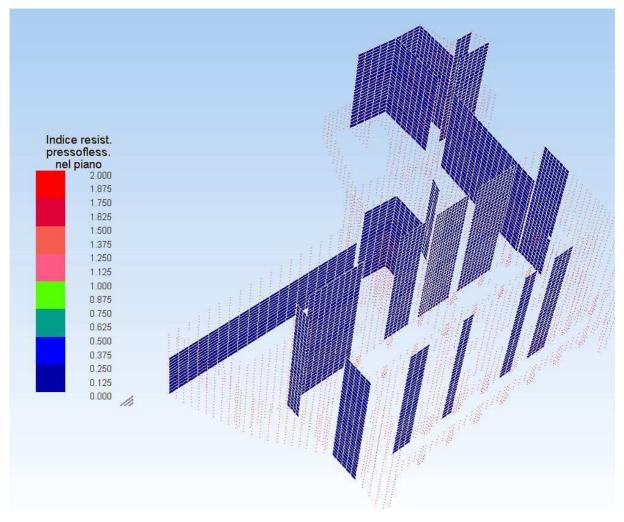
13.2.2 Verifiche dei maschi murari



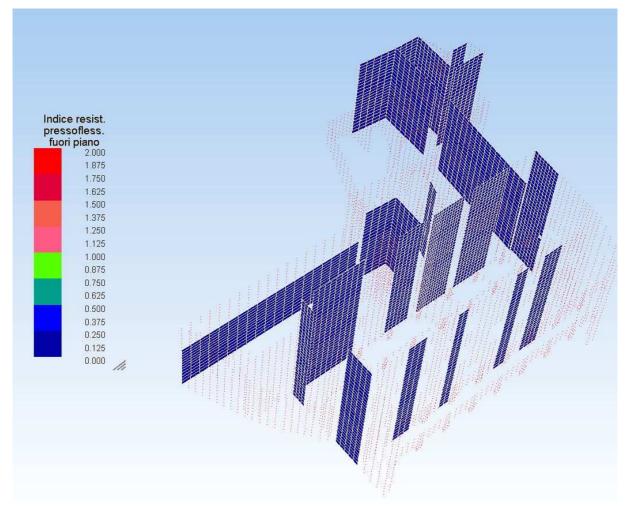
Verifica a sforzo normale. Per alcuni maschi NON è soddisfatta



Verifica a taglio. Per un maschio NON è soddisfatta



Verifica a pressoflessione nel piano. E' sempre soddisfatta

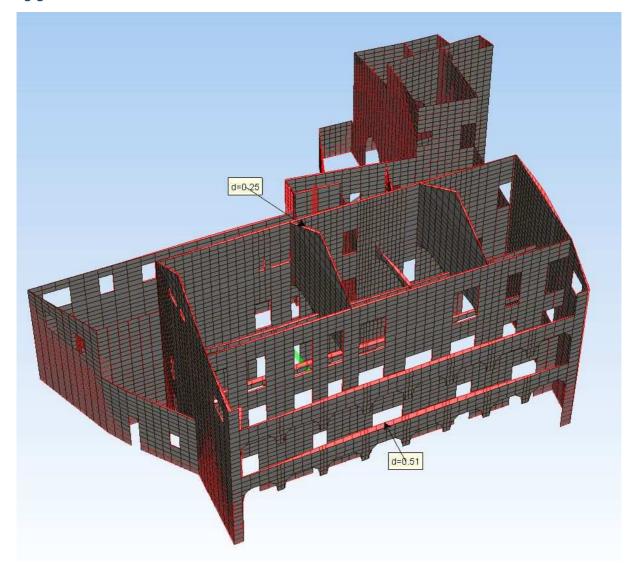


Verifica a pressoflessione fuori dal piano. E' sempre soddisfatta

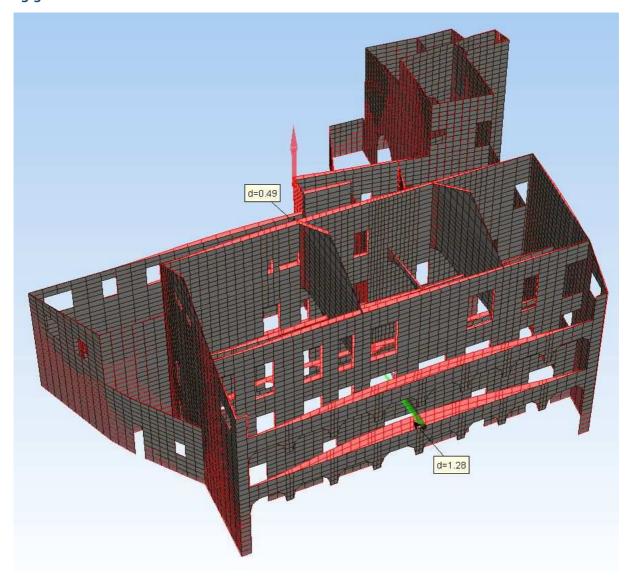
13.3 Calcolo dell'edificio POST-Operam (TR=200 anni)

13.3.1Inviluppi dinamici

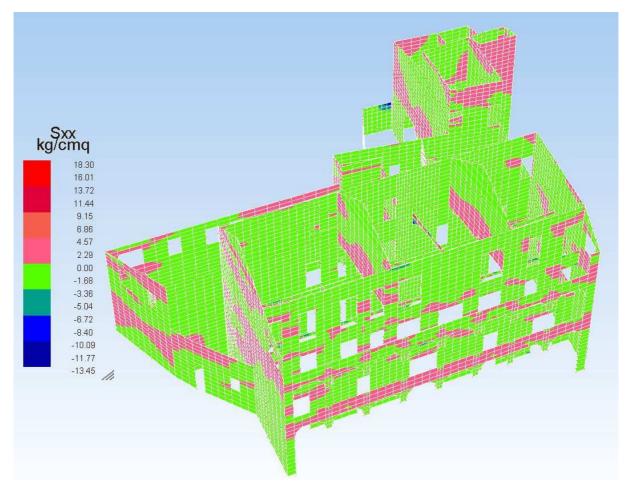
13.3.1.1 Sisma in dir. X



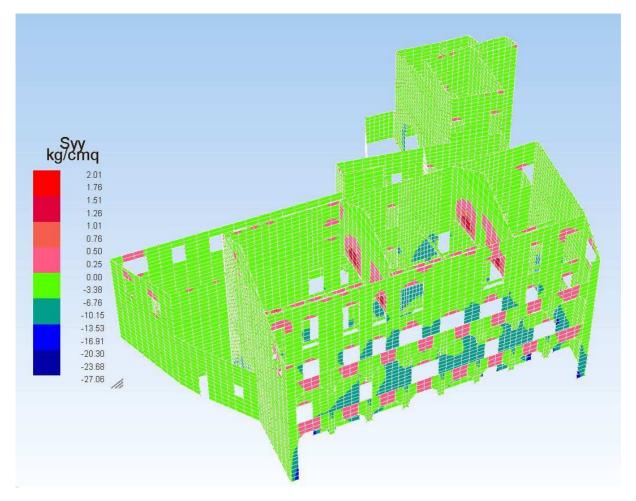
13.3.1.2 Sisma in dir. Y



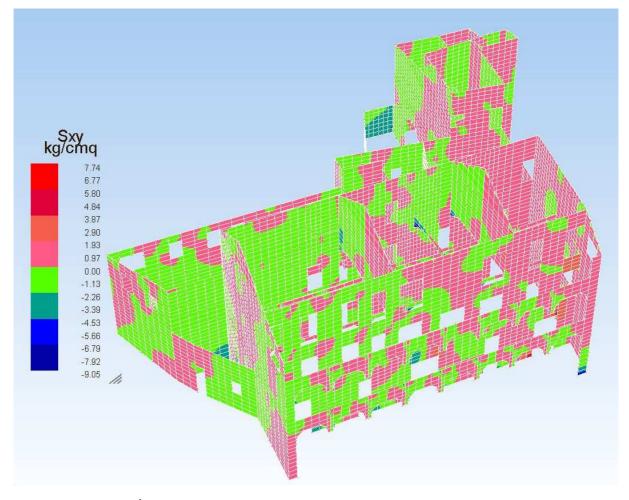
13.3.2Inviluppo delle sollecitazioni nelle murature



Tensioni normali orizzontali



Tensioni normali verticali



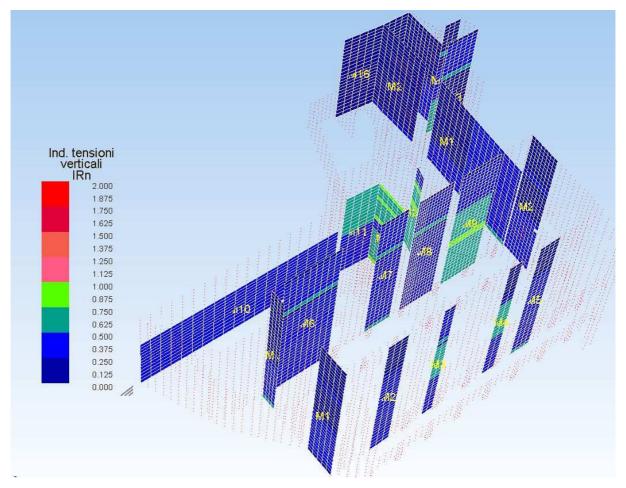
Tensioni tangenziali

13.3.3 Verifiche dei maschi murari

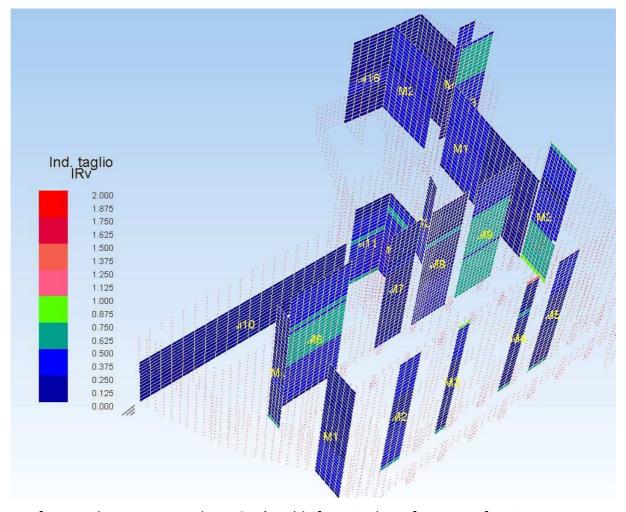
Nel seguito si riportano le verifiche dei maschi murari, a seguito dell'intervento di progetto.

Nel caso di verifiche non soddisfatte con le caratteristiche di rinforzo generalizzato e inserito nella modellazione di calcolo, si riporta a seguire la verifica dei maschi risultati non idonei, a valle di un ulteriore intervento di rinforzo con fasce in materiale composito.

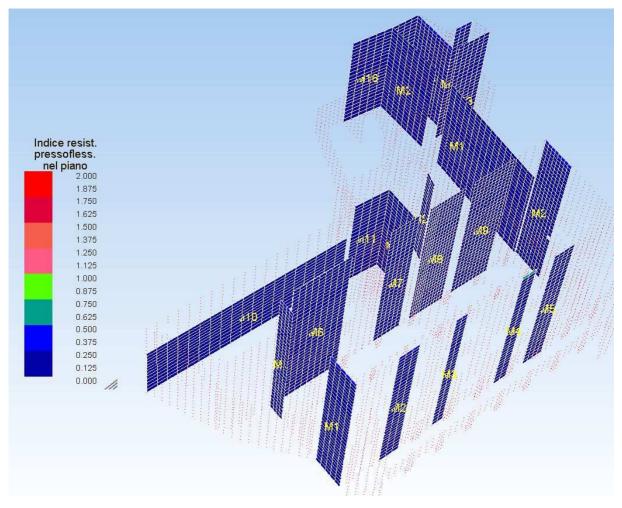
L'intervento eseguito per il rafforzamento dei maschi murari consiste nella apposizione di fasce in materiale composito per l'assorbimento della sollecitazione tagliante (fasce orizzontali e per la sollecitazione di pressoflessione (fasce verticali), come riportato più in dettaglio nelle tavole dei particolari



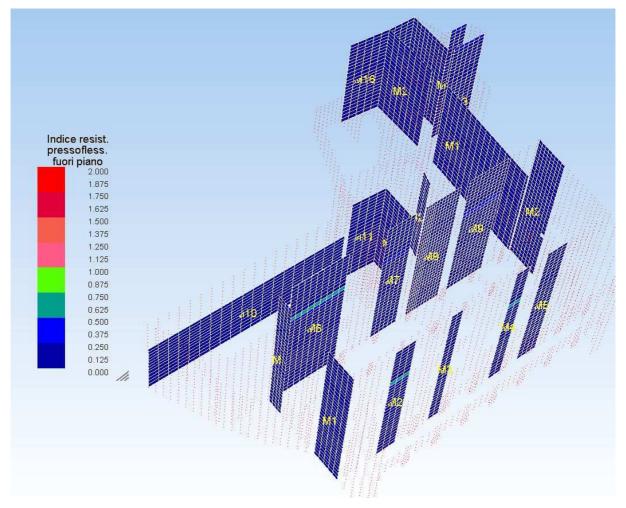
Verifica a sforzo normale. E' sempre soddisfatta



Verifica a taglio. Per un maschio NON è soddisfatta (vedi verifica con rinforzo)



Verifica a pressoflessione nel piano. E' sempre soddisfatta



Verifica a pressoflessione fuori dal piano. E' sempre soddisfatta

VERIFICA DEL MASCHIO RINFORZATO

Verifica a pressoflessione e taglio

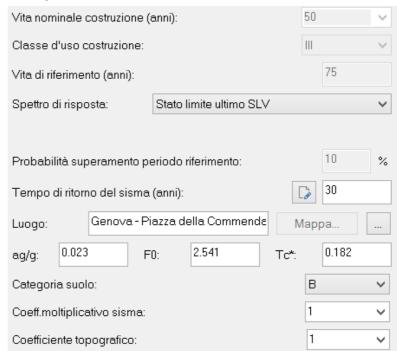
Posizione sezione: in testa

NC	N	V	Му	Mz	MyRes	MzRes	IRMy	IRMz	zona compr	d .	VRdM	VRdf	VRdMax	VRd	IRV
	kg	kg	kgm	kgm	kgm	kgm			cm	cm	kg	kg	kg	kg	
1A	-3935.3	2626.5	-25.1	1881.9	1224.6	3144.1	0.02	0.60	107.8	156.5	5860.3	1771.0	45341.8	7631.3	0.34 TF Ver.
1B	-3935.3	2601.1	-25.1	1857.1	1224.6	3144.1	0.02	0.59	109.5	156.5	5860.3	1771.0	45341.8	7631.3	0.34 TF Ver.
1C	-3935.3	2626.5	-43.0	1881.9	1224.6	3144.1	0.04	0.60	107.8	156.5	5860.3	1771.0	45341.8	7631.3	0.34 TF Ver.
1D	-3935.3	2601.1	-43.0	1857.1	1224.6	3144.1	0.04	0.59	109.5	156.5	5860.3	1771.0	45341.8	7631.3	0.34 TF Ver.
1E	-3998.1	2626.5	-25.1	1881.9	1243.4	3192.2	0.02	0.59	109.9	156.5	5876.8	1771.0	45341.8	7647.8	0.34 TF Ver.
1F	-3998.1	2601.1	-25.1	1857.1	1243.4	3192.2	0.02	0.58	111.6	156.5	5876.8	1771.0	45341.8	7647.8	0.34 TF Ver.
1G	-3998.1	2626.5	-43.0	1881.9	1243.4	3192.2	0.03	0.59	109.9	156.5	5876.8	1771.0	45341.8	7647.8	0.34 TF Ver.
1H	-3998.1	2601.1	-43.0	1857.1	1243.4	3192.2	0.03	0.58	111.6	156.5	5876.8	1771.0	45341.8	7647.8	0.34 TF Ver.
11	-3893.8	2665.3	-17.6	1903.0	1212.3	3112.4	0.01	0.61	104.9	156.5	5849.3	1771.0	45341.8	7620.4	0.35 TF Ver.
1J	-3893.8	2562.4	-17.6	1836.0	1212.3	3112.4	0.01	0.59	109.6	156.5	5849.3	1771.0	45341.8	7620.4	0.34 TF Ver.
1K	-3893.8	2665.3	-50.6	1903.0	1212.3	3112.4	0.04	0.61	104.9	156.5	5849.3	1771.0	45341.8	7620.4	0.35 TF Ver.
1L	-3893.8	2562.4	-50.6	1836.0	1212.3	3112.4	0.04	0.59	109.6	156.5	5849.3	1771.0	45341.8	7620.4	0.34 TF Ver.
1M	-4039.5	2665.3	-17.6	1903.0	1255.7	3223.9	0.01	0.59	109.8	156.5	5887.7	1771.0	45341.8	7658.7	0.35 TF Ver.
1N	-4039.5	2562.4	-17.6	1836.0	1255.7	3223.9	0.01	0.57	114.5	156.5	5887.7	1771.0	45341.8	7658.7	0.33 TF Ver.
10	-4039.5	2665.3	-50.6	1903.0	1255.7	3223.9	0.04	0.59	109.8	156.5	5887.7	1771.0	45341.8	7658.7	0.35 TF Ver.
1P	-4039.5	2562.4	-50.6	1836.0	1255.7	3223.9	0.04	0.57	114.5	156.5	5887.7	1771.0	45341.8	7658.7	0.33 TF Ver.
2	-6866.1	4515.7	-69.3	3450.9	2098.5	5386.5	0.03	0.64	99.8	156.5	5023.4	1771.0	30227.9	6794.4	0.66 TF Ver.

13.4 Valutazione del miglioramento sismico

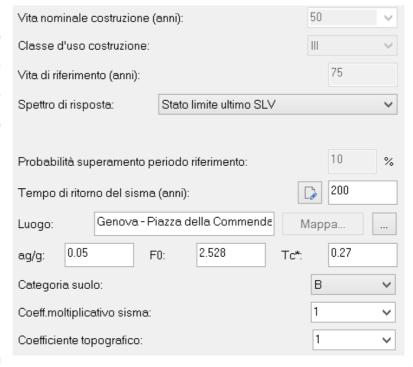
13.4.1 Situazione ANTE-Operam

Come si evince dagli schemi grafici riportati nel paragrafo precedente, nel caso dell'edificio in esame, la condizione ANTE OPERAM comporta le verifiche non soddisfatte per alcune murature già nel caso di calcolo statico.



13.4.2 Situazione POST-Operam

Sempre dai grafici riportati al paragrafo precedente, si può rilevare che, per la condizione post-operam, con le murature rinforzate secondo quanto riportato nei grafici progetto, l'accelerazione suolo massima accettabile, cioè l'accelerazione massima per la quale tutti i setti murari risultano verificati, è quella corrispondente ad un tempo di ritorno del sisma sul sito in esame pari a 200 anni.



13.4.3 Calcolo del miglioramento sismico e della vita residua

Dai dati riportati nel paragrafo precedente, relativi alla capacità della struttura a resistere alle forze sismiche, nelle due condizioni di ante e post operam, si possono ricavare gli indici di miglioramento sismico, in riferimento alle caratteristiche della domanda sismica del sito in esame, che si riportano nella scheda sequente:



Nella tabella seguente sono riportati gli indici relativi alle condizioni descritte:

	Vita Nom.	Coeff. D'Uso	Periodo Rif.	Stato Limite	P_{VR}	-1/In(1-P _{VR})	$TR_{SL,D}$	Acc. di agganci a _g /g _{.SLV,rif} *Ss*S PGA _{SL,D} (a _g /g
Domanda Sismica	50	1,5	75	SLV	10%	9,49	712	0,079
		PRIMA DELL'INTERVENTO			DOPO L'INTERVENTO			
6 - 11)	F	GA _{SL,1} (a _g /g)	=	0,023	F	PGA _{SL,2} (a _g /g)	=	0,050
Capacità sistema	TR _{SL,1} (anni) =			30	TR _{SL,2} (anni) =			200
1 10 10 1 1000	$\alpha_{PGA,1} = PGA_{SL,1} / PGA_{SL,D} = 0,2$			0,292	α _{PGA,2}	= PGA _{SL,2} / Po	GA _{SL,D} =	0,635
Indici di vulnerabilità sismica	$\alpha_{TR,1} = (TR_{SL,1} / TR_{SL,D})^{1/2,48} =$			0,276	α _{TR,2} =	(TR _{SL,2} / TR _{SL}	.,D) ^{1/2,48} =	0,597
Vita Nominale Residua - TR / C _U Ln(1-P _{VR})		2	anni			14	anni	
						Co	on increment	o del
La diat di Milata		I	MS,αPGA = αP	_{GA,2} / α _{PGA,1} =	2,174		117%	
Indici di Miglioramento Sismico			I _{MS,αTR} = α	$\alpha_{TR,2} / \alpha_{TR,1} =$	2,162		116%	

Dalla tabella sopra riportata si può rilevare che il progetto dell'intervento sull'edificio comporta un miglioramento sismico con incremento del 117% della resistenza, in termini di PGA e del 116%, in termini di tempo di ritorno del sisma.

13.5 Verifiche locali dei meccanismi di danno delle murature

Al fine di identificare i potenziali meccanismi locali di danno delle murature, è stata eseguita una attenta osservazione delle soluzioni tecnologiche e costruttive che caratterizzano l'edificio, in modo da individuarne le maggiori vulnerabilità e di formulare ipotesi attendibili riguardo il comportamento in condizioni sismiche.

A tal fine sono stati analizzati quei macroelementi relativi alle situazioni più gravose o maggiormente rappresentative del manufatto, estendendo poi i risultati anche a quei macroelementi ritenuti simili per caratteristiche geometriche e materico-costruttive.

Sono state individuate quelle porzioni di muratura, corrispondenti ai relativi maschi murari, che in caso di un eventuale sisma, potrebbero subire un ribaltamento fuori dal piano attorno ad una cerniera posta alla base o al livello dei piani superiori.

Per il caso in esame sono stati studiati i meccanismi relativi al ribaltamento semplice della parete longitudinale posta al secondo livello, soggetta alla spinta del solaio di copertura.

Nelle verifiche dei potenziali meccanismi sono stati presi in esame tutti i contributi favorevoli che si oppongono ai vari cinematismi, costituiti dalla presenza di catene esistenti e di nuova realizzazione, dalle nuove connessioni dei solai ai vari piani e dai cordoli in testa di nuova esecuzione (connessi alle nuove catene), verificando opportunamente l'effettivo contributo che tali elementi riescono a garantire.

Nel seguito si riportano i calcoli di verifica dei meccanismi locali di danno, sotto forma di output dei fogli Excel per le "Verifiche sismiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare" pubblicati dal Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).

Le pareti sottoposte a verifica sono quelle risultate più vulnerabili, anche alla luce delle risultanze del calcolo lineare eseguito sul corpo di fabbrica.

13.5.1 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete

L'assenza di collegamento efficace delle pareti nelle intersezioni murarie ed corrispondenza degli orizzontamenti è direttamente correlabile alla possibilità attivazione di meccanismi ribaltamento semplice di parete, favoriti anche dalle spinte non contrastate delle volte presenti e della copertura.



Per il caso in esame si è riscontrata la presenza di volte al piano terra e solaio lignei ai piani superiori. Le coperture sono risultate generalmente non spingenti.

Il meccanismo del ribaltamento si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi, prevalentemente orizzontali, alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal loro piano. Il presente meccanismo di collasso è, generalmente, caratteristico di una parete con carenza o assenza di vincoli efficaci in sommità e/o in corrispondenza del collegamento con le pareti ad essa ortogonali.

Il manifestarsi del ribaltamento evidenzia, anche alcune carenze e/o vulnerabilità associate al meccanismo cinematico individuabili in: assenza di cordoli o catene ai piani; orizzontamenti deformabili e/o mal collegati; intersezioni murarie di cattiva qualità; presenza di spinte non contrastate sulla parete; muratura a sacco o paramenti murari mal collegati.

Sintomi del meccanismo sono individuabili nelle lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (incroci angolari e martelli murari), nei fuori piombo, più o meno marcati della parete ribaltante, e nello sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Infine, il meccanismo del ribaltamento può interessare uno o più livelli della parete, in funzione della presenza o meno di collegamenti in corrispondenza dei vari impalcati, l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in funzione delle caratteristiche fisiche della struttura muraria interessata.

Esistono altri tipi di meccanismo di collasso locale che possono essere facilmente ricondotti a quello semplice. E' il caso del Ribaltamento semplice della parte alta della parete

che possiede le stesse caratteristiche prima evidenziate e che rappresenta il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Altro tipo di meccanismo similare è quello Ribaltamento semplice della parete a doppia cortina che possiede le stesse caratteristiche prima evidenziate e che rappresenta il caso particolare in cui il ribaltamento si manifesta attraverso la rotazione rigida della cortina esterna di pareti a paramenti scollegati, o anche a sacco, rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.

Nelle figure seguente sono riportate le murature relative agli allineamenti interessati dalle verifiche dei meccanismi locali.

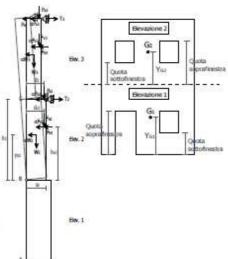


13.5.1.1 Parete longitudinale Nord - Ante Operam

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Parete longitudinale Nord (ultimi due livelli) - Commenda del Prè - Genova - ANTE-OPERAM

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α₀ di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche. Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cemiera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nai casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla Legenda ed alle Figure riportate a lato.



			GEOMET	RIA DELLA FAC	CIATA (*)			Arretramento della						
	1 1	Altezza delle	fasce murarie	Largh	ezza delle fasce m	nurarie	Peso specifico	cerniera attorno alla						
	Elevazione	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	della muratura γ _i [kN/m³]	quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo estemo della parete [m]						
	1	1,00	2,50	7,20	7,20	8,50	21,0							
	2	1,00	2,50	3,80	3,80	8,50	21,0							
	3	0.000-		500	V		1							
	4				8		9 9							
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI													
DATI INIZIALI	Elevazione	Spessore della parete al piano i- esimo S _i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h _i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d _i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d _{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h _{VI} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo y _{Gr} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo (**) y _{GI} [m]						
	-1	0,70	5,40	0,53			2,81							
	2	0,60	5,80	0,45	Ž.	1 8	3,42	8						
	3	,		,		J	0,00							
	4				Y.		0,00							
	AZIONI SUI MACROELEMENTI													
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W ₁ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W, [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i- esimo P _{BI} [kN]	Spinta statica della copertura P _H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F _{VI} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F _{HI} [kN]	Azione del tirante e di eventuali connessioni al solaio al piano i- esimo T ₁ [kN]						
	1	627,0		217,8			0,0	171 312						
	2	473,1		145,9			0,0							
	3	0,0			34,6									
	4	0.0			2									

^(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture"...

^(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

		MOMENTO	DELLE AZIONI	STABILIZZANTI		
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	2-1	361,4	180,0	0,0	0,0	
	2	141,9	65,6	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
DATI DI	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
CALCOLO			MOMENTO DELL	E AZIONI RIBAL	TANTI	
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	2-1	5933,3	2809,8	0,0	0,0	388,0
	2	1616,4	846,0	0,0	0,0	200,9
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MOLTIPLI-	Ribaltamen to delle elevazioni:	Valore di α ₀	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]
CATORE	2-1	0,018		117,397	0,787	0,182
α_0	2	0,003	1.20	59,265	0,939	0,024
	-	N.C.	1,20	0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

		Fattore	di struttura q		2,00	
	C	Coefficiente di amp	lificazione topogra	fica S _T	1,00	
		Categoria si	uolo di fondazione		В	
		PGA di riferi	mento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,079		
	Fatt	ore di amplificazion	ne massima dello s	2,410		
	Periodo d	i inizio del tratto a	velocità costante d	0,340		
		Fattore di	smorzamento η		0,450	
		Altezza del	la struttura H [m]		19,00	
	С	oefficiente di ampl	ificazione stratigra	fica S ₈	1,200	
PARAMET		Coef	ficiente C _C		1,365	
RIDI	Fattore	di amplificazione l	ocale del suolo di f	fondazione S	1,200	
CALCOLO		Numero di p	iani dell'edificio N		2	
			artecipazione moda		1,200	
	Primo	periodo di vibrazio	ne dell'intera strutt	0,455		
						Ī
	Ribaltamen	Baricentro delle linee di vincolo	(7) 701	a _{p(SLV)}	S _e (T ₁)	
	to delle elevazioni:	Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	(C8A.4.9)	(C8A.4.10)	
		2 [11]				_
	2-1			0,031		_
	2	5,40	0,284	0,004	0,138	_
	-	-	-	-	-	_
	-	-	-	-	-	
	Ribaltamen	a _{o(SLV)}				
	to delle	min(C8DA.4.9;				
	elevazioni:	C8A.4.10)	Rispetto alia Pga			C8A.4.9
PGA-SLV	2-1	0.031	× 0.39			a _v (P _{VR}) * S / q =
	2	0,004	0.05			0.464
	-	-	2,00	1		2,121
	-	-				

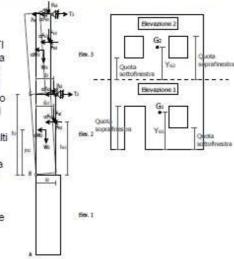
13.5.1.2 Parete longitudinale Nord - Post Operam

Inserimento di catene a livello dell'imposta del tetto di copertura

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Parete longitudinale Nord (ultimi due livelli) - Commenda del Prè - Genova - POST-OPERAM

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α₀ di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche. Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cemiera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nai casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi; per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla Legenda ed alle Figure riportate a lato.



			GEOMET	TRIA DELLA FAC	CIATA (")			Arretramento della					
		Altezza delle	fasce murarie	Largh	ezza delle fasce m	nurarie	Peso specifico	cerniera attorno alla					
	Elevazione	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	della muratura γ _i [kN/m³]	quale awiene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]					
	1	1,00	2,50	7,20	7,20	8,50	21,0						
	2	1,00	2,50	3,80	3,80	8,50	21,0	9					
	3				700,177								
	4	5 8					2	3					
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI												
DATI INIZIALI	Elevazione 1 2 3 4	Spessore della parete al piano i-esimo s _i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h _i [m] 5,40 5,80	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispeto alla cemiera cilindrica d ₁ [m] 0,53 0,45	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cemiera cilindrica d _{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h _{VI} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo yar [m] 2,81 3,42 0,00 0,00	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo (**) y _{Gi} [m]					
	4 0,00												
	AZIONI SUI MACROELEMENTI												
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W ₁ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W ₁ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i- esimo P _{SI} [kN]	Spirita statica della copertura P _H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F _{VI} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F _H [kN]	Azione del tirante e di eventuali connessioni al solaio al piano i- esimo T ₁ [kN]					
	31	627,0		217,8			0,0	53,9					
	2	473,1		145,9			0,0	57,4					
	3	0,0	8		34,6		Š.	ğ					
	4	0.0	1		1								

^{(&}quot;) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

^(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

		MOMENTO	DELLE AZIONI	STABILIZZANTI		
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	2-1	361,4	180,0	0,0	934,0	
	2	141,9	65,6	0,0	332,9	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
DATI DI	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
CALCOLO						
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	2-1	5933,3	2809,8	0,0	0,0	388,0
	2	1616,4	846,0	0,0	0,0	200,9
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MOLTIPLI-	Ribaltamen to delle elevazioni:	Valore di α ₀	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]
CATORE	2-1	0,124		117,397	0,787	1,292
α_0	2	0,138	1.20	59,265	0,939	1,200
	-	N.C.	1,20	0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

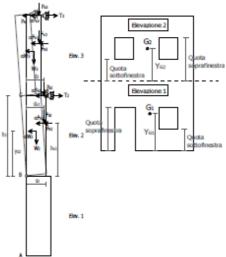
		Enttern	2.00	_		
			di struttura q lificazione topogra	fina S.	2,00 1.00	+
			uolo di fondazione	iica o _T	1,00 B	+
			mento a _o (P _{VR}) [g]		0.079	+
	Fatt	2.410	+			
		i inizio del tratto a	0.340	+		
			smorzamento n		0,450	1
			la struttura H [m]		19,00	1
	С		ificazione stratigra	fica S ₈	1,200	1
ARAMET			ficiente C _C		1,365	
RIDI	Fattore	di amplificazione l	ocale del suolo di f	fondazione S	1,200	
ALCOLO		Numero di p	iani dell'edificio N		2	
			artecipazione moda		1,200	
	Primo	periodo di vibrazio	0,455			
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _{g(SLV)} (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)	
	2-1			0,220		1
	2	5,40	0,284	0,204	7,039	
	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	
	Ribaltamen to delle elevazioni:	a _{g(SLV)} min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	Rispetto alia Pga			C8A.4.9
GA-SLV	2-1	0,220	2,79			$a_g(P_{VR}) * S / q =$
	2	0,204	2,59			0,464
	-	-				
	-	-				

13.5.1.3 Parete trasversale Ovest- Ante/Post Operam

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Parete trasversale Ovest (ultimi due livelli) - Commenda del Prè - Genova - ANTE-OPERAM

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α₀ di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche. Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fomisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nai casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla Legenda ed alle Figure riportate a lato.



			GEOMET	RIA DELLA FAC	CIATA (*)			Arretramento della						
		Altezza delle	fasce murarie	Largh	ezza delle fasce m	urarie	Peso specifico	cerniera attorno alla						
	Elevazione	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	della muratura γ _I [kN/m³]	quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]						
	1	1,00	2,50	12,00	9,00	12,00	21,0							
	2	1,00	2,50	12,00	9,40	12,00	21,0							
	3													
	4													
	CARATTERITATIONE OF CHETRICA RELIGIOUS FAIRLY													
		CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI												
DATI INIZIALI	Elevazione	Spessore della parete al piano i- esimo S _i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h _i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d _i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d _{VI} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h _{VI} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo y _{GI} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo (**) y _{GI} [m]						
	1	0,70	5,40	0,53			2,77							
	2	0,60	7,20	0,45			3,69							
	3						0,00							
	4						0,00							
	AZIONI SUI MACROELEMENTI													
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W _I [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W ₁ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i- esimo P _{SI} [kN]	Spinta statica della copertura P _H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F _{VI} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F _{HI} [kN]	Azione del tirante e di eventuali connessioni al solaio al piano i- esimo T ₁ [kN]						
	1	886,4		246,0			0,0							
	2	1039,5		39,6	0.0		0,0							
	3	0,0			0,0									
	4	0,0												

^(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficinete specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

^{(&}quot;") Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

		MOMENTO	DELLE AZIONI	STABILIZZANTI				
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]			
	2-1	622,1	147,0	0,0	0,0			
	2	311,9	17,8	0,0	0,0			
	-	0,0	0,0	0,0	0,0			
DATI DI	-	0,0	0,0	0,0	0,0			
CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI							
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]		
	2-1	11902,6	1827,4	0,0	0,0	0,0		
	2	3833,1	285,1	0,0	0,0	0,0		
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		
MOLTIPLI-	Ribaltamen to delle elevazioni:	Valore di α ₀	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]		
CATORE	2-1	0,056		181,097	0,803	0,570		
α_0	2	0,080	1.20	106,802	0,971	0,674		
	-	N.C.	1,20	0,000	0,000	N.C.		
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.		

						GUARDIA DELLA VITA ELLE NTC 14-01-2008
		Fattore	di struttura q		2,00	T
	С	oefficiente di amp	lificazione topogra	fica S _T	1,00	1
			iolo di fondazione		В	
		PGA di riferi	mento a _g (P _{VR}) [g]	0,079		
		ore di amplificazior		2,410		
	Periodo d	i inizio del tratto a v	velocità costante d	ello spettro T _C *	0,340	
			smorzamento η		0,450	
			a struttura H [m]		19,00	
	С	oefficiente di ampl		rfica S ₈	1,200	_
PARAMET			ficiente C _C		1,365	_
RI DI	Fattore	di amplificazione l			1,200	4
CALCOLO			iani dell'edificio N		2	4
	D.:		artecipazione mod		1,200	4
	Primo	periodo di vibrazio	ne dell intera strutt	0,455		
	Ribaltamen to delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _{g(SLV)} (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)	
	2-1			0,097		†
	2	5,40	0,284	0,115	3,953	T
	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-		
PGA-SLV	Ribaltamen to delle elevazioni: 2 - 1	a _{g(SLV)} min(C8DA.4.9; C8A.4.10) 0,097	Rispetto alia Pga			C8A.4.9 a _g (P _{VR}) * S / q =
	2	0,115	1,45			0,464
	-	-				
	-	-				

14) AFFIDABILITA' DEL SOFTWARE UTILIZZATO

14.1 Licenza d'uso

La norma (par. 10.2) richiede di indicare con precisione l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato:

Titolo	MasterSap
Autore, produttore e distributore	AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go)
Versione	MasterSap 2019
Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso	Licenza n. 28709

14.2 Affidabilità dei codici utilizzati

(ai sensi del cap.10 del D.M. 17.01.2018)

E' stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del software utilizzato.

Si riportano di seguito una esauriente descrizione delle basi teoriche generali e degli algoritmi impiegati.

AMV S.r.I. Via San Lorenzo, 106 34077 Ronchi dei Legionari (Gorizia) Italy Ph. +39 0481.779.903 r.a. Fax +39 0481.777.125 E-mail: info@amv.it www.amv.it Cap. Soc. € 10.920,00 i.v. P.lva: IT00382470318 C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO 00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato precondizionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodia-gnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono esegnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.
Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
II legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

14.3 Validazione dei codici

Il software è fornito assieme ad un manuale di validazione, che può essere allegato a richiesta. Gli esempi ivi riportati sono esempi classici comunemente utilizzati a tale fine, tratti dalla letteratura specifica o da Enti impegnati in questo settore. Per ogni esempio vengono riportati il riferimento bibliografico. I confronti sono stati eseguiti rispetto al risultato teorico: per alcuni casi è stato eseguito anche un confronto con un solutore ad elementi finiti di grande diffusione (Sap 2000 v. 8.24). Tutti gli esempio sono disponibili nella cartella Manuali del CD di installazione.

Tale manuale è liberamente scaricabile dall'indirizzo:

http://www.amv.it/ftproot/ftpa/ManualeValidazioneSolutore.pdf

14.4 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Come già detto nel paragrafo "AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEI CODICI UTILIZZATI", il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Il modello è viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati tutti i controlli dimensionali con gli strumenti del software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state ricontrollate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni.

Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità e confortati anche dalla propria esperienza.

I risultati scaturiti dall'elaborazione sono stati tutti ricontrollati ed oggetto di riflessione critica.

Capitolo: CONCLUSIONI

15) CONCLUSIONI

In base alle ipotesi assunte e le calcolazioni effettuate, le tensioni di lavoro dei materiali, in condizioni massime di esercizio e per tutti gli elementi strutturali, sono sempre inferiori alle tensioni massime imposte dalle norme per i materiali utilizzati e riportati nei paragrafi precedenti, nel rispetto pieno delle prescrizioni delle normative vigenti, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni - Decreto 17/01/2018 del Ministero delle

COMMENDA di SAN GIOVANNI di PRÈ ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO

MEI | MUSEO DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA



COMMITTENTE | COMUNE DI GENOVA DIREZIONE PROGETTAZIONE | arch. Luca Patrone

arch. Mirco Grassi | RUP direttore attuazione nuove opere dott. Pierangelo Campodonico | direzione scientifica progetto espositivo

PROGETTO DEFINITIVO

GNOSIS progetti

via medina 40 |80133|**napoli** +39 081 5523312



resp. integrazioni specialistiche e coordinamento:

arch. Francesco Felice BUONFANTINO

project manager:

arch. Federica DE STEFANO

rapporti con gli enti e supporto al coordinamento:

arch. Andrea MARTINUZZI

tecnologie per l'allestimento museografico:

Limite A0

■ PROGETTO ESECUTIVO/ VARIANTE

responsabile architettura:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

responsabile strutture:

ing. Riccardo AUTIERI

responsabile impianti meccanici:

ing. Enrico LANZILLO

responsabile impianti elettrici:

ing. Antonio PERILLO

responsabile geologia:

geol. Antonio RIVIELLO

responsabile sicurezza:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

consulenza scientifica restauro architettonico:

prof.arch. Renata PICONE

consulenza scientifica diagnosi energetica:

arch. Tiziana D'ANIELLO

GN.62-18-GP

RELAZIONE E CALCOLO OPERE STRUTTURALI

commessa Tit. Ta

Γit. Tavola

RELAZIONE E CAECOLO OF ENE STROTTONALI

PE-STR-VAR

Gnosis\2018\GN.62.18_GP-Genova Museo dell'Emigrazione

Gillosi	Ghoss/2010/Ghova Masco dell'Emiliarione							
rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da	
00	REV LOTTI FUNZIONALI		10.05.2020	A4	FDS	FDS		
01	VARIANTE		17.09.2021	A4	FDS	FDS		

Il presente documento è di proprietà della Gnosis progetti coop. Si fa divieto a chiunque di riprodurlo o renderlo noto a terzi senza autorizzazione. Legge 22-4-41 n.633 art. 2575 e segg.

SOMMARIO

1)	PREMESSA3
2)	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO4
3)	CALCOLO E VERIFICA DELLA NUOVA INSTALLAZIONE5
	3.1 Struttura dei "cubi"6
	3.1.1Schema di calcolo
	3.1.2Carichi agenti
	3.1.3Sezioni
	3.1.4Deformata statica (combinazione rara)9
	3.1.5Inviluppi dinamici (sisma in dir. X)
	3.1.6Inviluppi dinamici (sisma in dir. Y)
	3.1.7Inviluppo Sforzo Normale
	3.1.8Verifiche di resistenza
	3.1.9 Verifica travi di sostegno montanti "cubi"
	3.2 Travi di sostegno montanti castelletto elevatori16
	3.2.1 Valore delle sollecitazioni agenti alla base
	3.2.2 Verifica travi di sostegno montanti "cubi"
	3.3 Verifica montanti e parapetti20
	3.3.1Montante
	3.3.2Parapetto
4)	AFFIDABILITA' DEL SOFTWARE UTILIZZATO23
	4.1 Licenza d'uso23
	4.2 Affidabilità dei codici utilizzati24
	4.3 Validazione dei codici25
	4.4 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità26
5)	CONCLUSIONI27

Capitolo: PREMESSA

1) PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il calcolo strutturale della nuova configurazione della installazione dei cosiddetti "cubi", da realizzarsi al secondo piano della Commenda di San Giovanni di Prè, sito a Genova in Piazza della Commenda, da destinare a Museo Nazionale della Emigrazione Italiana.

La nuova installazione prevede, oltre ad una leggera modifica geometrica di alcuni "cubi" da realizzare, anche il posizionamento di due elevatori, nelle adiacenze della struttura metallica prevista.

La presente relazione ha lo scopo di verificare, oltre la struttura variata della installazione, anche le strutture di base su cui i montanti devono scaricare e le strutture di sostegno del castelletto degli elevatori.

Saranno riportate nel seguito, le verifiche di resistenza e deformabilità di tutti gli elementi previsti e degli accessori strutturali (montanti e parapetti).

Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

2) NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

I calcoli di dimensionamento e di verifica delle strutture sono stati condotti sulla scorta della normativa attualmente vigente, contemplata nel Testo Unico:

Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture

Norme Tecniche per le Costruzioni

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7

Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

3) CALCOLO E VERIFICA DELLA NUOVA INSTALLAZIONE

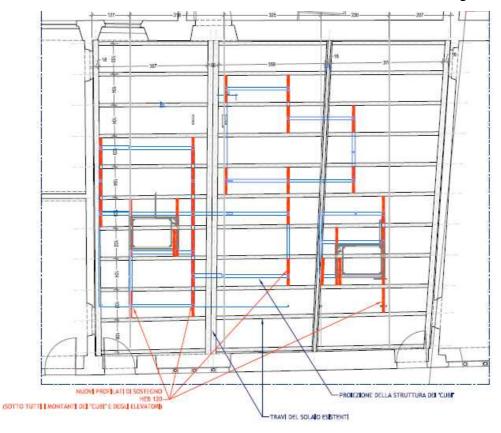
Il solaio intermedio al secondo livello è costituito da una sovrapposizione di strutture: quella originaria, costituita da travicelli in legno ad interasse di circa 35cm, poggiati su travi in legno o su archi in muratura di mattoni. Al disopra di travicelli è poggiato il tavolato (spesso anche decorato).



Al di sopra del solaio in legno, negli anni 60 è stato realizzato un nuovo solaio in ferro, che assolve alla funzione di sostenere i carichi dell'estradosso, escludendo da tale funzione il sottostante solaio in legno originario. Le travi in ferro principali sono poggiate sulle murature perimetrali longitudinali

Su tale solaio è stato eseguito l'intervento di rinforzo previsto nel progetto originario, con il posizionamento dei connettori sulle travi metalliche, per il successivo getto di completamento.

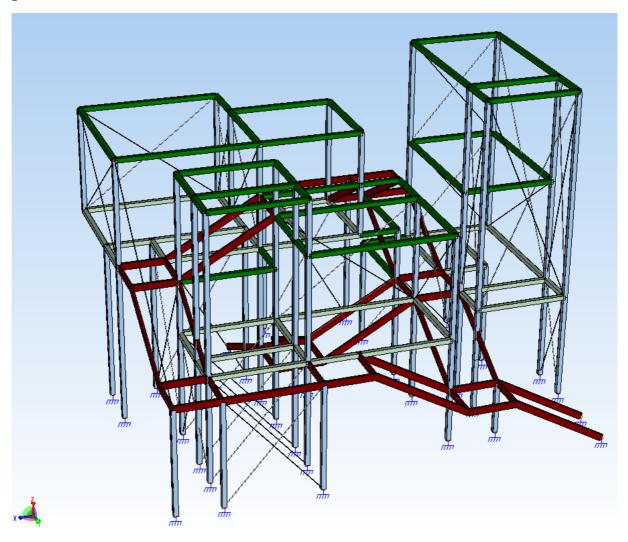
Trasversalmente alle travi esistenti saranno posizionate ulteriori travi metalliche a sostegno dei montanti della nuova installazione e dei montanti dei castelletti degli elevatori.



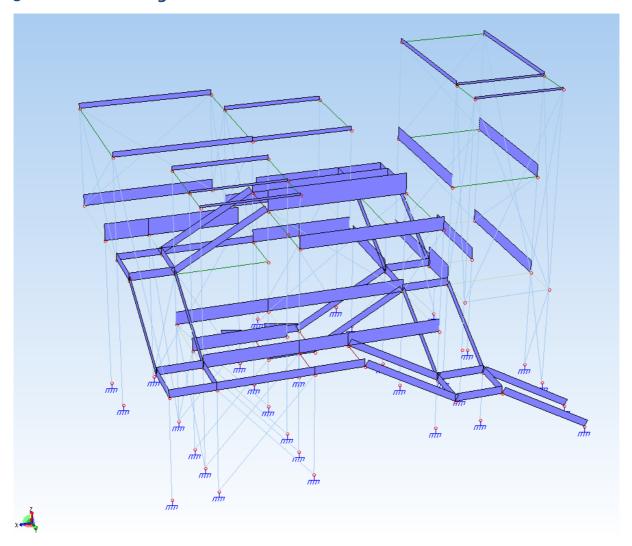
Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

3.1 Struttura dei "cubi"

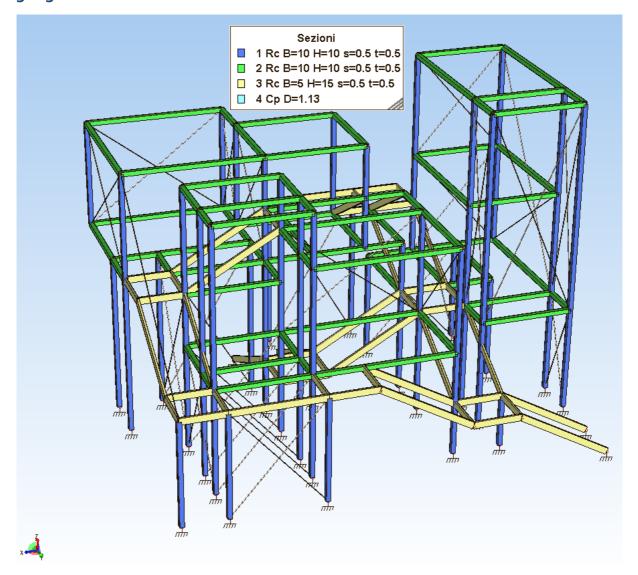
3.1.1 Schema di calcolo



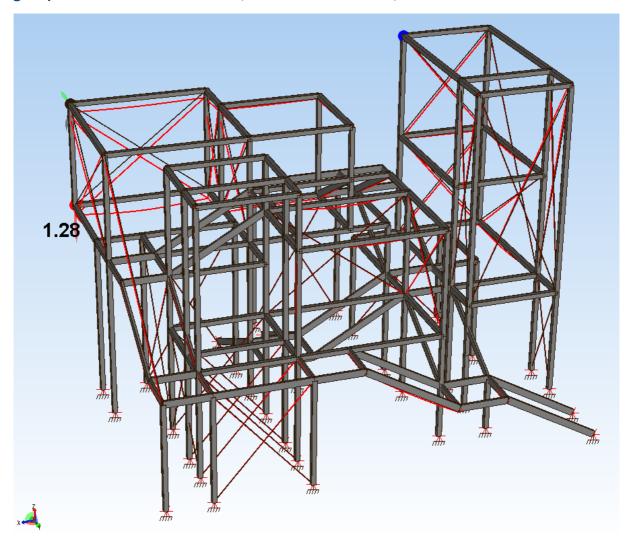
3.1.2 Carichi agenti



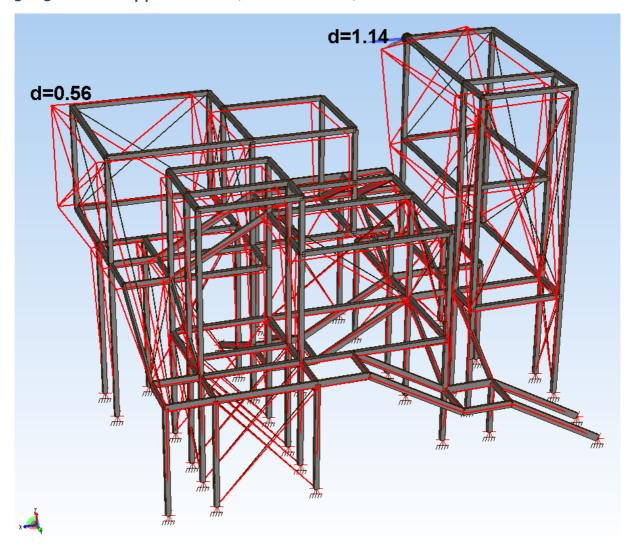
3.1.3 Sezioni



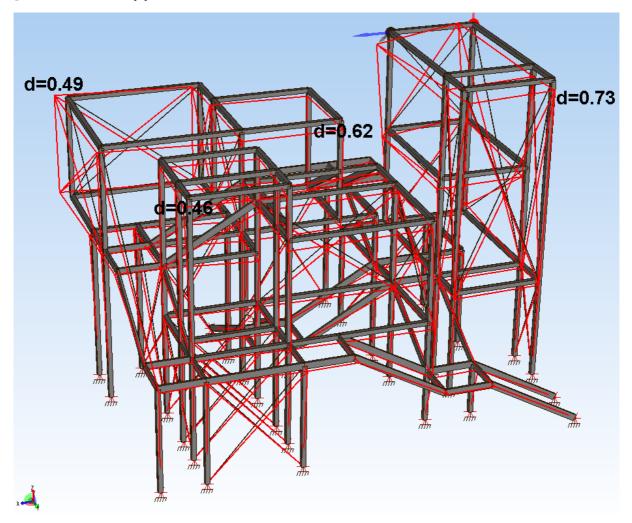
3.1.4 Deformata statica (combinazione rara)



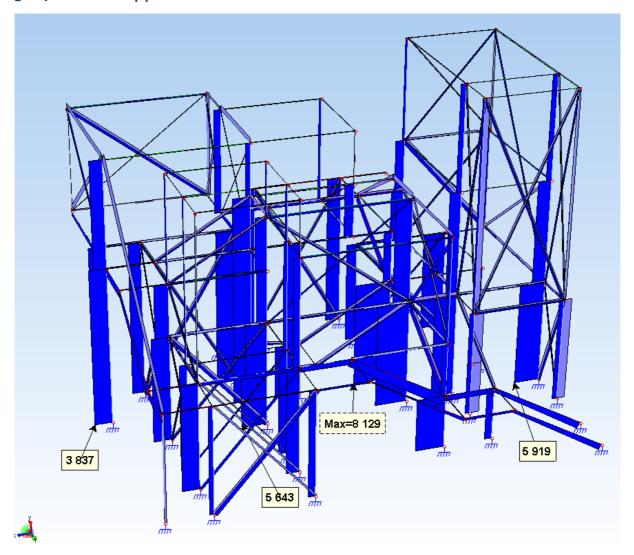
3.1.5 Inviluppi dinamici (sisma in dir. X)



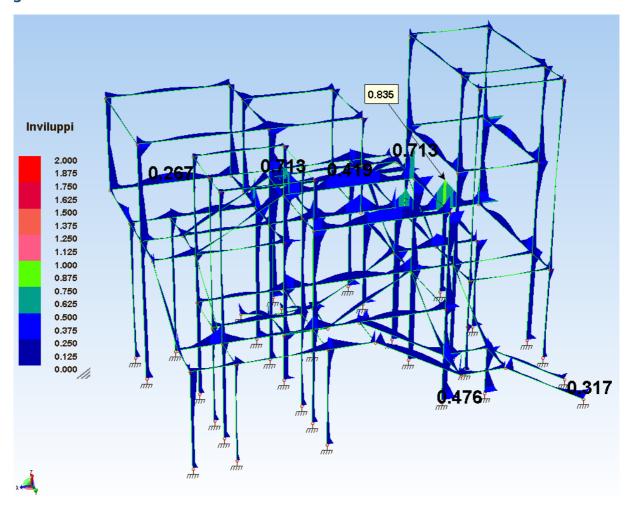
3.1.6 Inviluppi dinamici (sisma in dir. Y)



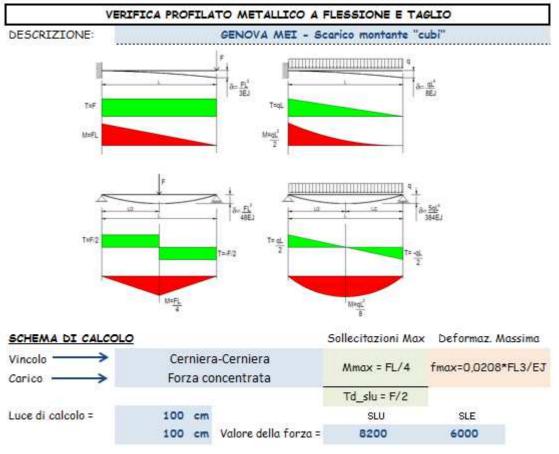
3.1.7 Inviluppo Sforzo Normale

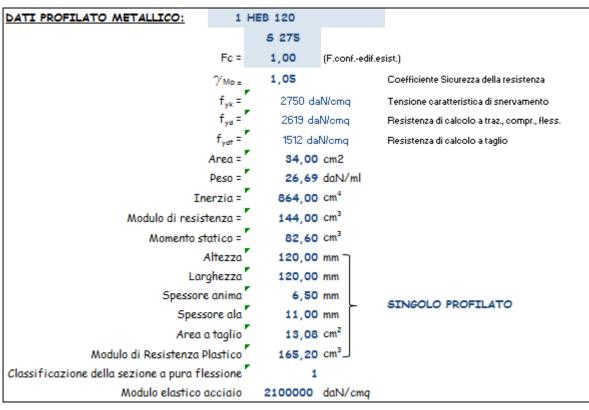


3.1.8 Verifiche di resistenza



3.1.9 Verifica travi di sostegno montanti "cubi"





CALCOLO SOLLECITAZIONI SLU

Momento flettente max $Md_slu = FL/4 = 2050,0$ daNm Taglio max $Td_slu = F/2$ 4100,0 daN

VERIFICA AGLI SLE

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli sposta- menti verticali	
	δ _{max} L	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	1 200	1 250
Coperture praticabili	1 250	300
Solai in generale	1 250	300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1 250	1 350
Solai che supportano colonne	400	1 500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1 250	
In caso di specifiche esigenze tecniche elo funzionali tali limiti devono essere	opportunamente ridot	ti.

PER IL CARICO TOTALE

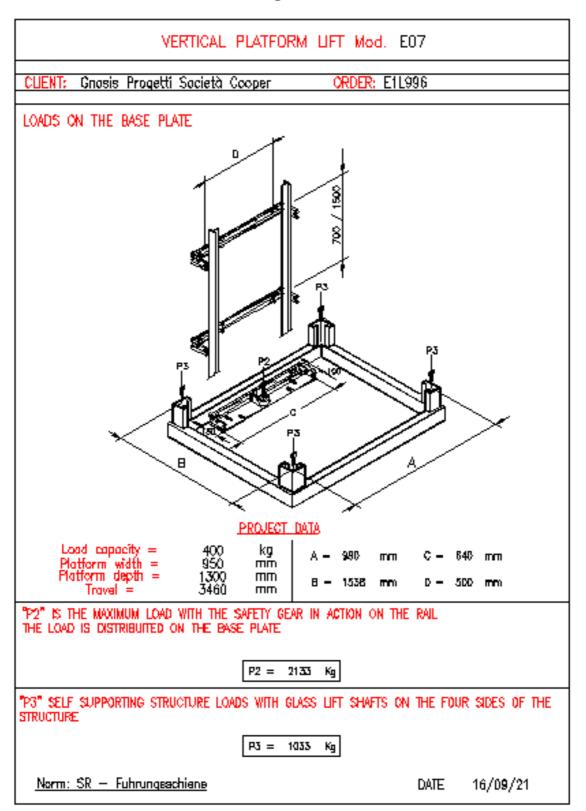
Freccia limite = 1 / 200 = 0,50 cm fmax=0,0208*FL3/EJ = > 0,07 cm VERIFICATO

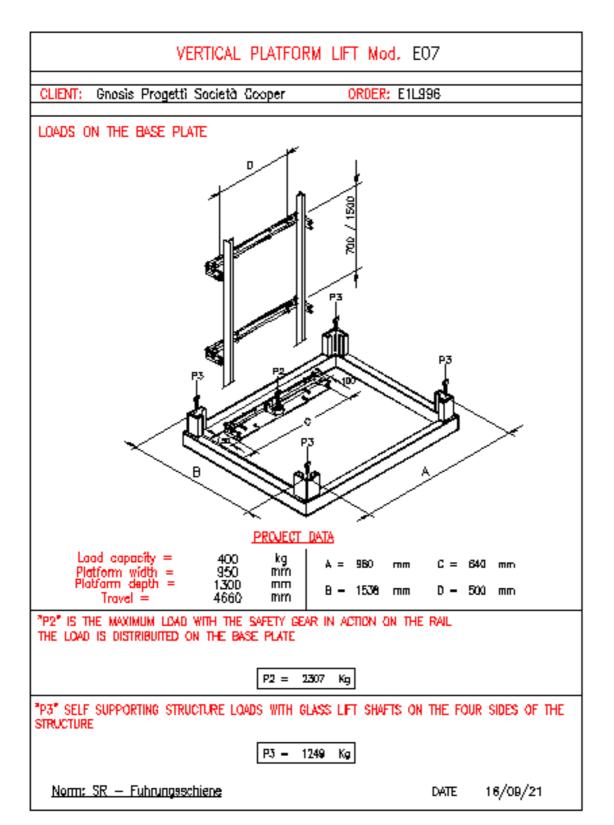
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \begin{array}{c} \text{VERIFICA A FLESSIONE} \\ \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \end{array} \quad \begin{array}{c} \text{VERIFICA A FLESSIONE} \\ M_{ed} = \text{Momento flettente di calcolo} \\ M_{c,Rd} = \text{Momento resistente} \end{array} \quad \begin{array}{c} \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \end{array} \quad \begin{array}{c} \text{Vea} = \text{Taglio di calcolo} \\ V_{c,Rd} = \text{Taglio resistente} \end{array}$ $\text{Classe 1e 2} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma M0} = 4 \text{ 326,67 daN m} \qquad \qquad V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 19 \text{ 778 daN} \end{array}$ $\text{Classe 3} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{dl,Rd} = \frac{W_{cl,\min} \cdot f_{yk}}{\gamma M0} = 3 \text{ 771,43 daN m}$ $M_{ed} = M_{max,SLU} = 2 \text{ 050 daN m} \qquad \qquad V_{ed} = T_{max,SLU} = 4 \text{ 100 daN}$ $M_{ed} = M_{max,SLU} = 2 \text{ 050,00} / 4326,67 \qquad = 0.47 \qquad \text{VERIFICATO}$ $V_{ed} / V_{c,Rd} = 4100,00 / 19778,37 = 0.21 \qquad \text{VERIFICATO}$

Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

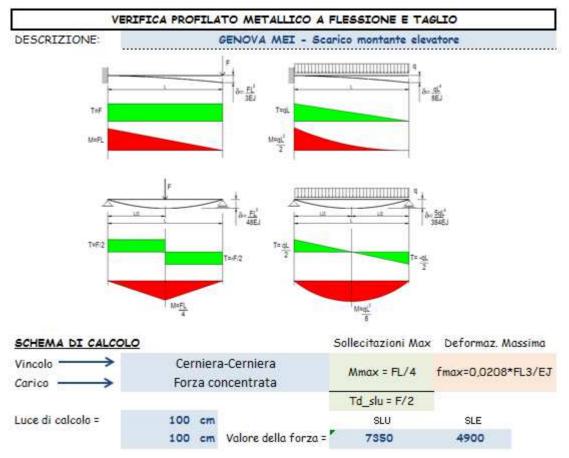
3.2 Travi di sostegno montanti castelletto elevatori

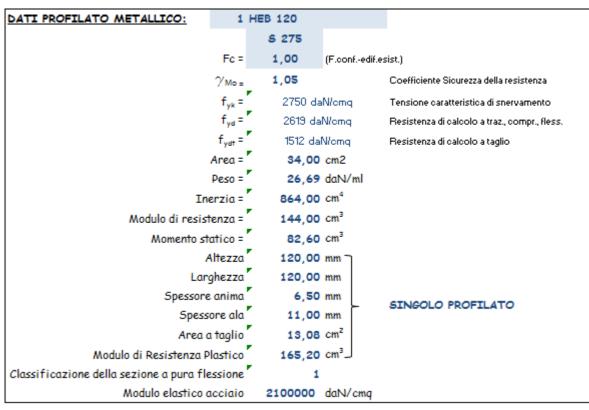
3.2.1 Valore delle sollecitazioni agenti alla base





3.2.2 Verifica travi di sostegno montanti "cubi"





CALCOLO SOLLECITAZIONI SLU

 $Md_slu = FL/4 =$ 1837,5 daNm Momento flettente max Td_slu = F/2 3675,0 daN Taglio max

VERIFICA AGLI SLE

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli sposta- menti verticali	
	5 mas	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	1 200	1 250
Coperture praticabili	1 250	300
Solai in generale	1 250	300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1 250	350
Solai che supportano colonne	1 400	1 500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1 250	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere	opportunamente ridot	ti.

PER IL CARICO TOTALE

Freccia limite = 1 / 200 = 0,50 cm

fmax=0,0208*FL3/EJ = . 0,06

VERIFICATO

PER IL SOLO SOVRACCARICO

= 0,33 cm Freccia limite = 1 / 300

> fmax=0,0208*FL3/EJ = 0,00 cm

VERIFICATO

VERIFICA AGLI SLU

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} = Momento flettente di calcolo M_{cRd} = Momento resistente

VERIFICA A TAGLIO $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1$ $\frac{V_{Ed} = Taglio di calcolo}{V_{c,Rd} = Taglio resistente}$

Classe 1 e 2 -> $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 4$ 326,67 daN m $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 19$ 778 daN Classe 3 -> $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3$ 771,43 daN m

Med = Mmex SLU = 1 838 daN m

Ved = Tmox SLU = 3 675 daN

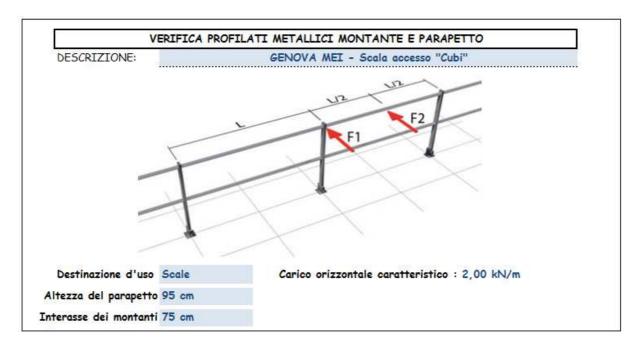
M_{Ed} / M_{c,Rd} = 1837,50 / 4326,67

= 0,42 VERIFICATO

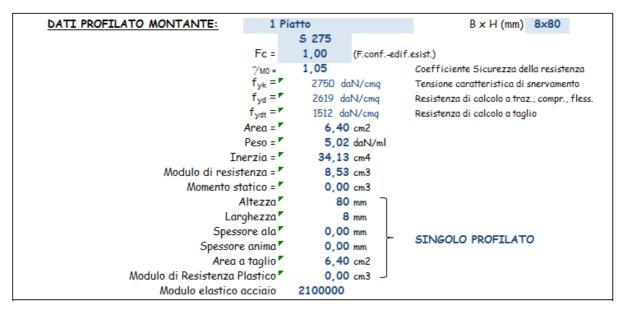
V_{Ed} / V_{c,Rd} = 3675,00 / 19778,37

= 0.19 VERIFICATO

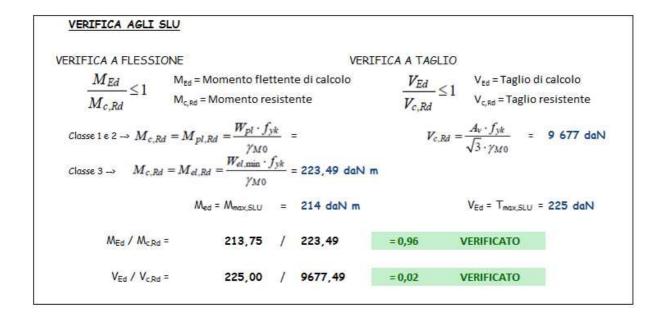
3.3 Verifica montanti e parapetti



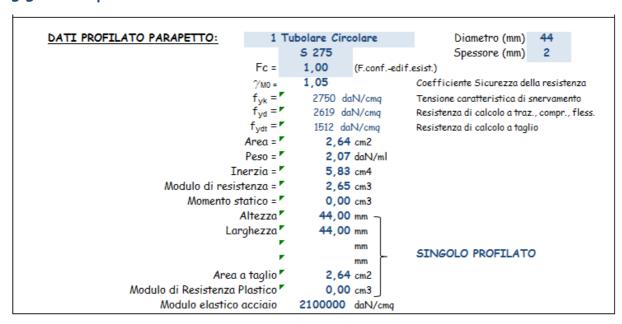
3.3.1 Montante



```
Forza agente in testa al montante (SLU) 225,00 daN Forza agente in testa al montante (SLE) 150,00 daN M_{\text{max,SLU}} = \textbf{214 daN m} \qquad T_{\text{max,SLU}} = \textbf{225 daN} Freccia limite = 1/100 = 0.95 cm f_{\text{max}} = \text{PL}^3/3\text{EJ} = | \bigcirc 0.60 \text{ cm} \qquad \text{VERIFICATO}
```



3.3.2 Parapetto



VERIFICA AGLI SLU VERIFICA A FLESSIONE VERIFICA A TAGLIO $\frac{M_{\rm Ed}}{M_{\rm c,Rd}} \le 1$ $M_{\rm c,Rd} = M_{\rm c,Rd}$ Momento resistente $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1$ $V_{ed} = \text{Taglio di calcolo}$ $V_{c,Rd} = \text{Taglio resistente}$ M_{Ed} = Momento flettente di calcolo $M_{c,Rd}$ ${\it Classe 1e2} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\cdots} =$ $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 3 990 \text{ daN}$ Classe 3 \rightarrow $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M0}}$ Classe 3 \rightarrow $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 69,43 \text{ daN m}$ VEd = Tmax,SLU = 113 daN Med = Mmax,SLU = 21 daN m MEd / McRd = 21,09 / 69,43 = 0,30 VERIFICATO $V_{Ed} / V_{cRd} = 112,50 / 3990,36$ = 0,03 VERIFICATO

Capitolo: NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

4) AFFIDABILITA' DEL SOFTWARE UTILIZZATO

4.1 Licenza d'uso

La norma (par. 10.2) richiede di indicare con precisione l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato:

Titolo	MasterSap
Autore, produttore e distributore	AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go)
Versione	MasterSap 2020
Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso	Licenza n. 28709

4.2 Affidabilità dei codici utilizzati

(ai sensi del cap.10 del D.M. 17.01.2018)

E' stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del software utilizzato.

Si riportano di seguito una esauriente descrizione delle basi teoriche generali e degli algoritmi impiegati.

AMV S.r.I. Via San Lorenzo, 106 34077 Ronchi dei Legionari (Gorizia) Italy Ph. +39 0481.779.903 r.a. Fax +39 0481.777.125 E-mail: info@amv.it www.amv.it Cap. Soc. € 10.920,00 i.v. P.lva: iT00382470318 C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO 00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato precondizionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodia-gnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono esegnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.
Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
II legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

4.3 Validazione dei codici

Il software è fornito assieme ad un manuale di validazione, che può essere allegato a richiesta. Gli esempi ivi riportati sono esempi classici comunemente utilizzati a tale fine, tratti dalla letteratura specifica o da Enti impegnati in questo settore. Per ogni esempio vengono riportati il riferimento bibliografico. I confronti sono stati eseguiti rispetto al risultato teorico: per alcuni casi è stato eseguito anche un confronto con un solutore ad elementi finiti di grande diffusione (Sap 2000 v. 8.24). Tutti gli esempio sono disponibili nella cartella Manuali del CD di installazione.

Tale manuale è liberamente scaricabile dall'indirizzo:

http://www.amv.it/ftproot/ftpa/ManualeValidazioneSolutore.pdf

4.4 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Come già detto nel paragrafo "AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEI CODICI UTILIZZATI", il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Il modello è viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati tutti i controlli dimensionali con gli strumenti del software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state ricontrollate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni.

Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità e confortati anche dalla propria esperienza.

I risultati scaturiti dall'elaborazione sono stati tutti ricontrollati ed oggetto di riflessione critica.

Capitolo: CONCLUSIONI

5) CONCLUSIONI

In base alle ipotesi assunte e le calcolazioni effettuate, le tensioni di lavoro dei materiali, in condizioni massime di esercizio e per tutti gli elementi strutturali, sono sempre inferiori alle tensioni massime imposte dalle norme per i materiali utilizzati e riportati nei paragrafi precedenti, nel rispetto pieno delle prescrizioni delle normative vigenti, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni - Decreto 17/01/2018 del Ministero delle

LAVORI DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE, RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO IN PREVISIONE DELLA REALIZZAZIONE DEL MUSEO NAZIONALE DELL'EMIGRAZIONE ITALIANA (MEI)

PRESSO LA COMMENDA DI SAN GIOVANNI DI PRÉ - LOTTO 1 - RESTAURO

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO STRUTTURALE

CONSOLIDAMENTO DELLE PARETI SNELLE AL SECONDO PIANO

Committente:

Comune di Genova - Direzione Riqualificazione Urbana Responsabile di Procedimento - Arch. Ines Marasso Via di Francia 1 - 16149 Genova

Tecnico Incarico:

Ing. Chiara Luchini
P.I. 02438610996
C.F. LCHCHR87D56D969H
chiara.luchini@yellowroom.it

Firma:



Data:	ID elaborato:
Ottobre 2021	R.01

Yellow Room Engineering Via Luccoli 21/2 - Palazzo Pastorino 16123- Genova



SOMMARIO

1	Pren	nessa	3
2	Inter	rventi di consolidamento delle pareti trasversali previsti	3
3	Valu	utazione della sicurezza strutturale nello stato di fatto	5
	3.1	Normativa di riferimento	5
	3.2	Analisi dei carichi	5
	3.2.	1 Combinazioni di carico	5
	3.2.2	2 Sovraccarichi permanenti e variabili	6
	3.2.3	3 Carico della neve	6
	3.2.4	4 Carico del vento	7
	3.2.5	5 Azione sismica	9
	3.3	Caratteristiche meccaniche dei materiali	10
	3.4	Livello di conoscenza	10
	3.5	Verifica statica	11
	3.6	Verifica sismica	12
	3.6.	1 Analisi limite dell'equilibrio	12
4	Con	clusioni e criteri di intervento	15
5	Valu	utazione della sicurezza strutturale nello stato di progetto	16
	5.1	Verifica statica	16
	5.2	Verifica sismica	17
	5.2.	1 Analisi limite dell'equilibrio	17

1 Premessa

La sottoscritta Ing. Chiara Luchini, iscritta all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova al n° 10184A ha redatto la presente relazione tecnica illustrativa e di calcolo strutturale relativa agli interventi di consolidamento strutturale delle pareti snelle presenti al secondo piano della Commenda di San Giovanni di Prè nell'ambito dei "Lavori di adeguamento funzionale, restauro e risanamento conservativo in previsione della realizzazione del museo nazionale dell'emigrazione italiana (MEI) presso la Commenda di San Giovanni di Pré - lotto 1 – Restauro" su incarico del Comune di Genova - Direzione Rigualificazione Urbana.

Si specifica che i sopracitati lavori sono stati avviati in data 26/01/2021, il presente progetto costituisce una variante di quanto previsto dallo studio GNOSIS PROGETTI, incaricati della progettazione esecutiva delle opere, in relazione alle modifiche al progetto richieste dall'ufficio di direzione lavori e dalla Soprintendenza Archeologia, Belle Arti e Paesaggio per la Città Metropolitana di Genova, anche in relazione alla recente campagna di indagini diagnostiche effettuate.

2 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE PARETI TRASVERSALI PREVISTI

L'obiettivo dell'intervento di consolidamento progettato per le due pareti trasversali presenti al secondo piano della Commenda di Prè (Figura 1; Figura 2) è quello di migliorare la risposta strutturale, sia da un punto di vista statico che sismico.

Le due pareti portanti sono in muratura in mattoni pieni e sono caratterizzate da uno spessore pari a 24 cm, si sottolinea inoltre che la parete trasversale est, nella parte sommitale, presenta uno spessore ridotto, pari a 12 cm. Le pareti risultano caratterizzate da un timpano sommitale, su cui appoggia la trave lignea di colmo, e si sviluppano per un'altezza di 8.7 metri con riferimento al punto sommitale.

Sulla base delle caratteristiche tipologiche e geometriche, precedentemente illustrate, le due pareti risultano particolarmente vulnerabili nei riguardi di una possibile attivazione di meccanismi locali di ribaltamento fuori dal proprio piano sotto l'effetto dell'azione sismica.

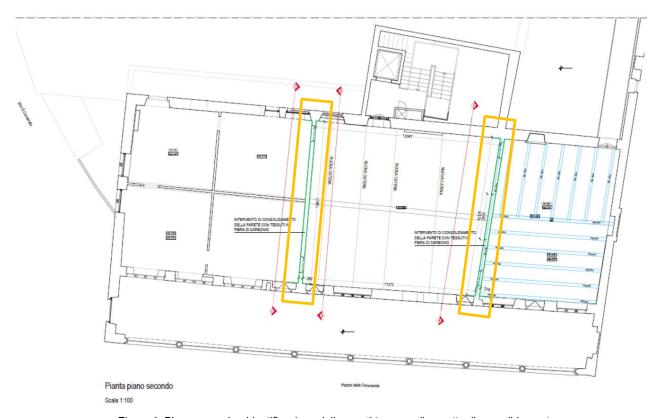


Figura 1. Piano secondo - identificazione delle pareti trasversali oggetto di consolidamento





Figura 2. Pareti trasversali piano secondo - stato di fatto (settembre 2021)

In relazione alle vulnerabilità riscontrate, maggiormente evidenziate nei successivi capitoli, si prevedono i seguenti interventi di consolidamento strutturale:

■ Realizzazione di cerchiature parziali con fasce di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico (grammatura pari a 600 g/m²). Si prevede il posizionamento di due strati di fasce di altezza pari a 20 cm in corrispondenza di due diverse quote della parete ovest (Sezione B-B) e di una fascia a livello dell'estradosso del solaio intermedio per la parete est (Sezione A-A) (Figura 3). Le fasce dovranno essere posizionate su entrambi i lati della parete e fatte risvoltare sulla parete longitudinale ortogonale per una lunghezza pari ad almeno 50 cm (Particolare P1 - Elaborato grafico T.01). L'ancoraggio dei tessuti FRP sarà realizzato mediante "corde" in fibre unidirezionali in carbonio caratterizzate da un diametro di 10 mm, disposti con passo di circa 100 cm, e attraverso il posizionamento agli estremi della parete di profili angolari in acciaio S275 zincato a caldo (spessore piatti pari a 10 mm), ancorato alla muratura per mezzo di tirafondi di classe 8.8 e diametro pari a 16 mm inghisati per una profondità non inferiore a 25 cm (Particolare P1 - Elaborato grafico T.01). Le fasce poste alla quota più elevata della parete ovest saranno bloccate in corrispondenza degli estremi utilizzando i piatti metallici posizionati in corrispondenza della parte sommitale dei timpani, ancorati alla muratura per mezzo di tirafondi di classe 8.8 e diametro pari a 16 mm (Particolare P2 - Elaborato grafico T.01).

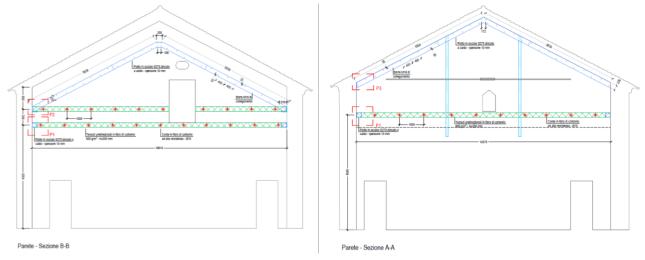


Figura 3. Schematizzazione dell'intervento di consolidamento delle pareti snelle

Posizionamento di un sistema di piatti metallici in acciaio S275 caratterizzati da un'altezza pari a 200 mm e spessore pari a 10 mm in corrispondenza di entrambi i lati della parte sommitale dei timpani in muratura (Particolare P2 e P3 - Elaborato grafico T.01). I piatti metallici saranno collegati alle pareti murarie attraverso barre filettate di diametro pari a 16 mm, disposte come indicato nell'elaborato grafico di progetto T.01. Si prevede il posizionamento dei piatti metallici dopo aver rimosso l'intonaco, direttamente a contatto sulla muratura. L'intervento di consolidamento sarà quindi caratterizzato da un minimo impatto visivo poiché i piatti saranno completamente a scomparsa, sotto all'intonaco.

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE NELLO STATO DI FATTO

Nei successivi paragrafi si riportano i risultati ottenuti dalla verifica statica e di vulnerabilità sismica, con riferimento alla possibile attivazione di cinematismi di collasso locale, per la configurazione stato di fatto.

3.1 Normativa di riferimento

Le verifiche di sicurezza sono state condotte in accordo con quanto previsto nelle seguenti normative:

- D.M. del 17 gennaio del 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC/2018 nel seguito);
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (circolare 7/2019 nel seguito);
- Direttiva PCM del 9 febbraio 2011 "Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" (GU n. 47 del 26/2/2011 – Suppl. Ordinario n. 54) (di seguito indicate come Linee Guida).
- CNR-DT 200 R1/2013 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"

3.2 Analisi dei carichi

3.2.1 Combinazioni di carico

Così come specificato nelle NTC/2018, le verifiche agli Stati Limite devono essere effettuate combinando l'azione sismica con le altre azioni utilizzando la seguente relazione:

$$E+G_1+G_2+P_k+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+...$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;
G₁ peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G₂ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P_K valore caratteristico dell'azione di precompressione e pretensione;

ψ_{2i} coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

 Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile dominante corrispondente al frattile pari al 95% della

popolazione dei massimi;

Q_{k2}, Q_{k3},... valori caratteristici corrispondenti al frattile pari al 95% della popolazione dei massimi delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1+G_2+\sum\nolimits_{j}\psi_{2j}\cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione ψ_{2j} da utilizzare nella combinazione sismica sono definiti in accordo a quanto prescritto al paragrafo 2.5.2 delle NTC/2018:

Tabella 1. Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Aziona variabile	Ψ 2j
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria H Coperture	0
Vento	0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0

3.2.2 <u>Sovraccarichi permanenti e variabili</u>

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori dei carichi computati nelle analisi effettuate.

Copertura lignea

Carichi permanenti	Carico [KN/m²]]
Tavolato	0.17
Travetti lignei - interasse 35 cm	0.65
Totale	0.82

Carichi permanenti non strutturali	Carico [KN/m ²]
Manto in ardesia	0.80
Listelli	0.08
Totale	0.88

Carichi di esercizio	Carico [KN/m ²]
Cat. H Coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione	0.5

Solaio con travi in acciaio e tavelloni

Carichi permanenti	Carico [KN/m ²]]
Tavelloni	0.47
Profili HEA 200, interasse 100 cm	0.41
Totale	0.89

Carichi permanenti non strutturali	Carico [KN/m²]
Pavimentazione in pietra	0.66
Massetto delle pendenze	1.18
Riempimento	1.77
Tavolato	0.18
Travetti lignei (8 x 10 cm), interasse 38 cm	0.12
Totale	3.91

Carichi di esercizio	Carico [KN/m ²]
Cat. C Ambienti suscettibili di affollamento	4.00

3.2.3 Carico della neve

Il carico della neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_l \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, desumibile dall'inclinazione delle falde;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo desumibile in funzione della zona di appartenenza del sito

dove sorge la costruzione oggetto di verifica e della sua altitudine sul livello del mare;

- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico;

Il carico q_s agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Il coefficiente di forma μ_i è adottato secondo quanto suggerito dalla normativa per coperture ad una o due falde:

$$\mu_{i} = \begin{cases} 0.8 & 0^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ} \\ 0.8 \cdot \frac{60 - \alpha}{30} & 30^{\circ} \le \alpha \le 60^{\circ} \\ 0 & \alpha \ge 60^{\circ} \end{cases}$$

Nella seguente tabella vengono riassunti i dettagli del calcolo dell'azione della neve:

Dati relativi alla copertura

Quota sul livello del mare	as	[m]	0
Pendenza falda 1	α1	[°]	28
Pendenza falda 2	α2	[°]	28
Quota del colmo	z	[m]	19,60

Calcolo del valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona			II
Carico caratteristico della neve al suolo	q sk	[kN/m²]	1.00

Calcolo dei coefficienti termico e di esposizione

Coefficiente di esposizione	C _E	[-]	1.00
Coefficiente termico	C_T	[-]	1.00

Calcolo del coefficiente di forma

Tipologia di copertura			fa	lde
Falda			Falda 1	Falda 2
Coefficiente di forma	μi	[-]	0.80	0.80

Calcolo del carico neve sulla copertura

Falda			Falda 1	Falda 2
	qs	[kN/m²]	0.80	0.80
Carico della neve sulla proiezione orizzontale della falda	Qs	[kN/m ²]	0.40	0.80
	Qs	[kN/m ²]	0.80	0.40
	q _s cos(α)	[kN/m ²]	0.71	0.71
Carico della neve sulla falda inclinata	q _s cos(α)	[kN/m ²]	0.35	0.71
	qs cos(α)	[kN/m ²]	0.71	0.35

3.2.4 Carico del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di pressione;
- c_d è il coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento q_r (in N/m²) è definita nel modo seguente:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \ v_r^2$$

dove v_r (velocità di riferimento del vento in m/s) calcolato secondo il paragrafo 3.3.2 delle NTC/2018.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo e dalla classe di esposizione del sito (dipendente dalla rugosità e dalla zona) e dalla topografia del terreno ed è dato dalla seguente espressione:

$$\begin{split} c_{e}\left(z\right) &= k_{r}^{2} \cdot c_{t} \cdot ln\!\left(z/z_{0}\right) \cdot \!\left[7 + c_{t} \cdot ln\!\left(z/z_{0}\right)\right] & \quad z \leq z_{min} \\ c_{e}\left(z\right) &= c_{e}\left(z_{min}\right) & \quad z \geq z_{min} \end{split}$$

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Di seguito si riportano i dettagli del calcolo dell'azione del vento:

Dati relativi alla copertura

Quota sul livello del mare	as	[m]	0
Pendenza falda 1	α1	[°]	28
Pendenza falda 2	α ₂	[°]	28
Quota del colmo	z	[m]	19.60

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

Zona			7
Parametri di riferimento della zona	V _{b,0}	[m/s]	28
	a ₀	[m]	1000
	ka	[-]	0.54
Velocità base di riferimento	Vb	[m/s]	28.0
Densità dell'aria	ρ	[kg/m³]	1.25
Tempo di ritorno	T _R	[anni]	50
Coeff. di ritorno	Cr	[-]	1.00
velocità di riferimento	Vr	[m/s]	28.0
Pressione cinetica di riferimento	qr	$[kN/m^2]$	0.49

Calcolo del coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno			В
Categoria di esposizione			IV
Coefficiente di topografia	Ct	[-]	1
	k_r	[-]	0.22
Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	Z 0	[m]	0.3
659651210110	Zmin	[m]	8
Coefficiente di esposizione colmo	C _e (z)	[-]	2.26

Calcolo del coefficiente dinamico

Coefficiente dinamico	Cd	[-]	1
-----------------------	----	-----	---

Calcolo del coefficiente di forma

Tipologia di copertura			due falde	inclinate
Falda			sopravento	sottovento
Coefficiente di pressione esterne	Cpe+	[-]	0.37	
Coefficiente di pressione esterna	Cpe-	[-]	-0.43	-0.47
Coefficiente di pressione interne	C _{pi+}	[-]	0.2	0.2
Coefficiente di pressione interna	C _{pi} -	[-]	-0.3	-0.3
Coefficiente di ferre	C _{p+}	[-]	0.57	0.20
Coefficiente di forma	C _p -	[-]	-0.73	-0.77

Calcolo della pressione del vento

Falda			sopravento	sottovento
Pressione del vento	p+	[kN/m ²]	0.64	0.22
	p-	[kN/m ²]	-0.81	-0.85

3.2.5 Azione sismica

In relazione a quanto prescritto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, l'azione sismica è stata valutata sulla base di una vita di riferimento V_R della costruzione, definita dal prodotto della vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U , che tiene conto dell'importanza/esposizione/valenza strategica dell'opera, come di seguito riportato:

 $\begin{array}{lll} \mbox{Vita nominale V_N [anni]} & 50 \\ \mbox{Classe d'uso [-]} & \mbox{III} \\ \mbox{Coefficiente d'uso C_U} & 1,5 \\ \mbox{Vita di riferimento V_R [anni]} & 75 \\ \end{array}$

Nota V_R si definisce il tempo di ritorno dell'azione sismica T_R come il rapporto tra V_R e il logaritmo naturale della probabilità di non superamento (1- P_{VR}) nella vita di riferimento associato a ciascuno degli stati limite (SLO - Operatività; SLD - Danno; SLV - Salvaguardia della Vita; SLC - Collasso) caratterizzati ognuno da una probabilità di superamento P_{VR} differente (rispettivamente il 81%, 63%, 10% e 5%).

I parametri di pericolosità sismica di base (a_g - accelerazione orizzontale massima del terreno; F_O - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_C^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) dell'Italia sono definiti su un reticolo avente una maglia i cui nodi non distano tra loro più di 10 km e tabellati per differenti periodi di ritorno fissati (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni). Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere ad esempio calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione e i vertici stessi.

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R richiesto, il valore del generico parametro (a_g , F_O , T_C^*) corrispondente potrà essere ricavato tramite un'interpolazione su base logaritmica. Conoscendo le coordinate geografiche del sito è possibile definire in funzione dei differenti stati limite i parametri di pericolosità sismica.

Per una corretta definizione della risposta sismica locale risulta altresì necessario tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche in quanto entrambi i fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su suolo rigido orizzontale, in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza.

Per quanto riguarda i dati relativi al terreno di fondazione, per il sito ove sorge il manufatto, si assume una categoria di sottosuolo B, come indicato nella Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Antonio Riviello. Per gli effetti topografici, si assume una Categoria Topografica T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°", secondo quanto definito nella tabella 3.2.III delle NTC/2018.

Di seguito si riportano i valori di periodo di riferimento dell'azione sismica T_R e la probabilità di superamento P_{VR} per lo Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Tabella 2. Definizione dell'azione sismica

Definizione della Vita di Riferimento

Vita nominale V _N [anni]	50
Classe d'uso	III
Vita di riferimento V _R [anni]	75

Coordinate geografiche del sito

e e e e e e e e e e e e e e e e e e e	
Latitudine	44,415966
Longitudine	8,922252

Parametri di pericolosità sismica

		SLD	SLV
P _{VR}	[%]	63	10
T _R	[anni]	75	712
ag	[g]	0,035	0,079
Fo	[-]	2,546	2,533
T _c *	[s]	0,225	0,292

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo	В
Categoria Topografica	T1

		Terreno B		
		SLD	SLV	
T _B	[s]	0,111	0,137	
Tc	[s]	0,333	0,411	
T _D	[s]	1,740	1,917	
Cc	[-]	1,483	1,407	
S	[-]	1,200	1,200	
Ss	[-]	1,200	1,200	
ST	[-]	1,0	1,0	

3.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Attraverso i saggi effettuati è stato possibile identificare la tipologia muraria principale costituente le due pareti in muratura trasversali: muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Le proprietà meccaniche della muratura sono state desunte facendo riferimento alla Tabella C8.5.1 della Circolare 7/2019 utilizzando i valori medi.

Tabella 3. Valori dei parametri meccanici proposti dalla Circolare n° 7/2019 per la tipologia presente nel caso in esame

Tipologia di muratura	f [N/mm²]	τ ₀ [N/mm²]	f _{v0} [N/mm²]	E [N/mm²]	G [N/mm²]	w [kN/m³]
Muratura in mattoni pieni malta di calce	3.45	0.9	0.2	1500	500	18

dove:

f = resistenza media a compressione della muratura

 τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali

f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali

E = valore medio del modulo di elasticità normale

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

w = peso specifico medio della muratura

3.4 Livello di conoscenza

In funzione del livello di approfondimento della fase di conoscenza si è definito il Fattore di Confidenza $F_{\mathbb{C}}$ che consente di graduare l'affidabilità del modello di analisi strutturale. Il fattore di confidenza è stato valutato secondo quanto specificato nella Direttiva PCM del 9 febbraio 2011 "Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

Tale fattore di confidenza è ottenuto attraverso l'assegnazione dei fattori di confidenza parziali (Fck, con k=1;4) associati

alle quattro categorie di indagine:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^{4} F_{Ck}$$

Nel caso in esame, essendo presente un rilievo geometrico completo è stato possibile attribuire al coefficiente parziale F_{C1} un valore pari a 0.05, mentre al coefficiente F_{C2} è stato attribuito un valore pari a 0.06 (esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi). Per quanto concerne le proprietà meccaniche dei materiali sono state effettuate limitate indagini determinando un valore pari a 0.06 per F_{C3} . Al fattore parziale F_{C4} è stato invece attribuito un valore pari a 0.03, in relazione alla presenza di limitate indagini effettuate sul terreno e le fondazioni e la disponibilità di dati geotecnici. Di conseguenza, le analisi strutturali nel seguito riportate sono state eseguite attribuendo al fattore di confidenza F_{C} un valore di 1.20.

3.5 Verifica statica

Le verifiche statiche sono state effettuate in accordo con quanto prescritto nelle NTC/2018.

In particolare si è verificato:

- La snellezza della muratura;
- L'eccentricità dei carichi;
- La verifica statica ai carichi verticali.

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4. delle NTC 2018. Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h₀/t in cui:

- h₀: lunghezza libera di inflessione del muro pari a ρ·h;
- t: spessore del muro.
- h: l'altezza interna di piano;
- p: il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente espressione:

 $h_0 / t < 20$.

La verifica di eccentricità dei carichi è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC/2018. Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le condizioni $e_1 / t \le 0.33$ e $e_2 / t \le 0.33$ in cui:

- t: spessore del muro
- $e_1 = |e_s| + |e_a|$
- $e_2 = e_1/2 + |e_v|$
- es: eccentricità totale dei carichi verticali;
- e_a: h/200;
- e_v: eccentricità dovuta al vento e pari a M_v / N.

La verifica a carichi verticali è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC/2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la relazione $N_d \le N_r$, in cui:

- N_d: carico verticale agente;
- N_r : carico verticale resistente; $N_r = \alpha f_d A$;
- A: area della sezione orizzontale del pannello murario al netto delle aperture;
- f_d: resistenza di calcolo della muratura;
- α: coefficiente di riduzione della resistenza del pannello murario.

Queste verifiche sono eseguite per ogni maschio murario, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore). I valori caratteristici di resistenza sono stati divisi per il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione γ_M , i cui valori sono indicati nella Tabella 4.5.II della suddetta normativa. In particolare, riportando la muratura esistente alla tipologia di murature con elementi resistenti di categoria II e ogni tipo di malta, è stato utilizzato un coefficiente γ_M pari a 3.

Si specifica che la snellezza elevata delle pareti oggetto di analisi determinano il non soddisfacimento delle verifiche statiche in quanto non è stato possibile valutare la resistenza unitaria di progetto, non potendo utilizzare i valori di riferimento della tabella 4.5.III.

3.6 Verifica sismica

3.6.1 Analisi limite dell'equilibrio

La valutazione della sicurezza sismica delle pareti è stata condotta facendo riferimento a modelli di collasso locali. Le Linee Guida, congruentemente con quanto proposto nelle NTC/2018 e nella Circolare 7/2019, evidenziano come l'utilizzo dell'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenti lo strumento più efficace per tale valutazione.

La scelta di questo metodo di analisi discende dallo studio del comportamento degli edifici esistenti in muratura, attraverso l'analisi dei danneggiamenti post-sismici relativi ai principali terremoti. Le modalità di danneggiamento maggiormente frequenti, in molti casi, sono caratterizzate dal collasso per perdita di equilibrio causato della formazione di lesioni che trasformano porzioni di manufatti in un cinematismo di blocchi rigidi, suggerendo la possibilità di analizzare il comportamento di guesti macroelementi attraverso i metodi dell'analisi limite.

L'applicazione del teorema cinematico all'analisi limite dell'equilibrio dei blocchi rigidi richiede di ipotizzare un meccanismo di collasso congruente e di valutare il corrispondente moltiplicatore cinematicamente ammissibile attraverso l'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali in relazione al campo di spostamento ottenuto da una variazione infinitesima del cinematismo rispetto alla configurazione iniziale. Lo sviluppo dell'analisi limite secondo l'approccio cinematico si basa pertanto sulla teoria cinematica dei corpi rigidi che definisce lo spostamento di un generico punto del corpo rigido da una configurazione iniziale ad una variata, in funzione degli spostamenti generalizzati del corpo stesso, coincidenti con i suoi gradi di libertà (pari a 6n per moti tridimensionali e pari a 3n per i problemi piani, dove n sono il numero di corpi rigidi che costituiscono il sistema). Al sistema di corpi rigidi sono applicati vincoli che connettono i corpi che lo compongono tra loro (vincoli interni) ed al suolo (vincoli esterni), tali limitazioni possono essere espresse matematicamente tramite le equazioni di vincolo che, nell'ipotesi di spostamenti infinitesimi, assumeranno una forma lineare.

Una configurazione cinematicamente ammissibile è una configurazione variata descritta da un vettore degli spostamenti generalizzati rispettoso delle condizioni di vincolo. In relazione all'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico, il primo passo che occorre compiere è quello di ipotizzare un possibile meccanismo di collasso descrivibile introducendo all'interno del sistema un insieme di sconnessioni tale da renderlo un sistema con un grado di labilità. Obiettivo dell'analisi limite è quello di individuare l'entità del sistema di forze agenti (valore di un moltiplicatore α_0) che genera il collasso della struttura attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali, ossia ponendo uguale a zero il lavoro compiuto dalle forze esterne in relazione al campo di spostamento associato ad una variazione infinitesima del cinematismo rispetto a quella iniziale.

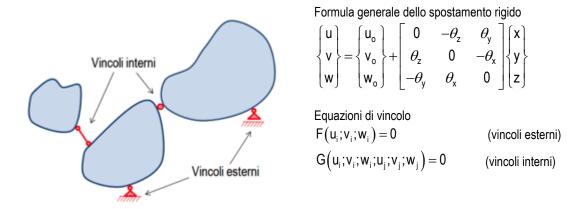


Figura 4. Cinematica dei sistemi di corpi rigidi

Per la verifica dei meccanismi locali degli edifici esistenti in muratura, in analogia a quanto previsto per la verifica globale

degli stessi, le NTC/2018 e la Circolare 7/2019 propongono due differenti metodologie: l'analisi cinematica lineare (in cui si determina la sola resistenza in termini di accelerazione orizzontale che attiva il meccanismo) e l'analisi cinematica non lineare (in cui si determina la capacità ultima in termini di spostamento). Nel caso in esame si è utilizzato il primo approccio.

3.6.1.1 Definizione dei meccanismi di collasso

Il primo passo per l'espletamento delle verifiche consiste nella definizione dei cinematismi di collasso più plausibili, ciascuno dei quali è ottenuto trasformando la struttura, con l'introduzione di piani di frattura, in un cinematismo di blocchi rigidi che ruotano o scorrono l'uno rispetto all'altro. Il riconoscimento dei meccanismi di collasso che si possono attivare si basa sulla lettura delle caratteristiche tipologiche e costruttive (presidi antisismici, presenza di vulnerabilità riscontrate) e sull'osservazione dei danni in costruzioni analoghe.

Per l'esecuzione delle verifiche è stato utilizzato il programma di calcolo Mc4Loc (Mc4 software). In particolare i cinematismi analizzati sono rappresentati in Figura 5.

I meccanismi M1A, M1B e M2A, M2B rappresentano il ribaltamento delle due pareti trasversali considerando sia il ribaltamento dell'intera facciata che il ribaltamento posto a livello della quota dell'orizzontamento. Le forze peso (Pk) applicate al blocco sono costituite, oltre che dal peso proprio del blocco stesso, dai carichi trasmessi dalla trave di colmo e dal solaio con travi in acciaio e tavelloni.

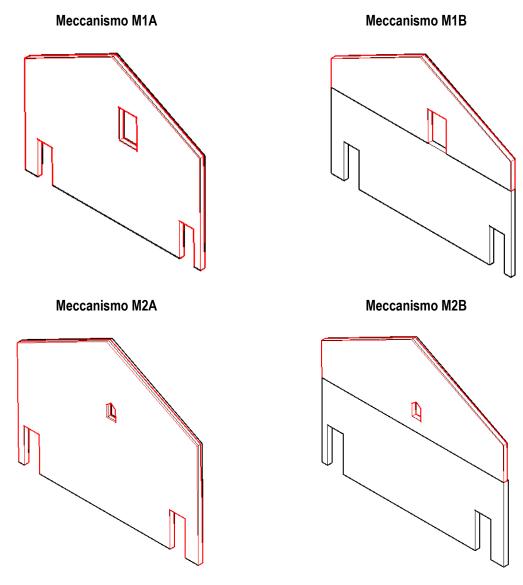


Figura 5. Meccanismi di danno analizzati: M1A, M1B, M2A, M2B

3.6.1.2 Analisi cinematica lineare

La valutazione del moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che corrisponde all'attivazione del meccanismo è effettuata applicando alla catena cinematica individuata, il Principio dei Lavori Virtuali secondo l'espressione C8.7.1.2.1.1 della Circolare 7/2019, come di seguito riportata:

$$\alpha_{0} = \frac{\sum_{k=1}^{N} P_{k} \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_{k} \delta_{F,k} + L_{i}}{\sum_{k=1}^{N} (P_{k} + Q_{k}) \delta_{POx,k}}$$

dove:

- N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- P_k è la risultante delle forze peso applicate al k-esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul k-esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attritive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- δ_{Py,k} è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate P_k, agenti sul k-esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- δ_{F,k} è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna F_k, proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta_{PQx,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali α (P_k+Q_k) agenti sul k-esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- Li è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Il moltiplicatore α_0 che si ottiene dall'equazione [C8.7.1.1] rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso (corrispondente all'attivazione del meccanismo in ambito dinamico).

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \ge a_z(z=0) = S_{e,SLV}(T=0) = a_{g,SLV}S$$

$$a_{z,SLV} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} q$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$\begin{aligned} a_{z,SLV} &\geq \max\left(a_z\left(z=0\right); a_z\left(z\right)\right) \\ a_z\left(z\right) &= \sqrt{\sum a_{z,k}^2} \left(z\right) \\ a_{z,k}\left(z\right) &= S_{e,SLV}\left(T_k, \xi_k\right) \cdot \left|\gamma_k \cdot \psi_k\left(z\right)\right| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2} \end{aligned}$$

In base al capitolo C7.2.3 è consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume guindi k=1.

$$a_{z}(z) = S_{e,SLV}(T_{1}, \xi_{1}) \cdot |\gamma_{1} \cdot \psi_{1}(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_{1}^{2}}$$

- S_e(T ,ξ): spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- γ_k: k-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- ψ_k(z): valore della k-esima forma modale alla quota z nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- a_{Z,k}: contributo del k-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

I risultati delle verifiche secondo l'analisi cinematica lineare in relazione agli stati limite SLD e SLV sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 4. Verifiche di sicurezza secondo l'analisi cinematica lineare – Stato Limite di Danno

2: "	Accelerazione massima alla	Domanda sismica		Coeff.
Cinematismo	quota z az SLD [m/s²]	TERRA a₂(z=0)	QUOTA a₂(z)	sicurezza
M1A	0.217	0.412	0.435	0.50
M1B	0.384	0.412	0.595	0.65
M2A	0.295	0.412	0.435	0.68
M2B	0.418	0.412	0.587	0.71

Tabella 5. Verifiche di sicurezza secondo l'analisi cinematica lineare – Stato Limite di salvaguardia della Vita

2: "	Accelerazione massima alla	Domanda didinida		Coeff.
Cinematismo	quota z a _{z SLV} [m/s²]	TERRA a₂ (z=0)	QUOTA a _z (z)	sicurezza
M1A	0.434	0.930	1.549	0.28
M1B	0.768	0.930	2.116	0.36
M2A	0.590	0.930	1.549	0.38
M2B	0.836	0.930	2.087	0.40

Tutti i meccanismi analizzati non risultano verificati nei confronti dell'analisi cinematica lineare.

4 CONCLUSIONI E CRITERI DI INTERVENTO

Le due pareti snelle presentano evidenti criticità dal punto di vista della sicurezza strutturale in relazione alla risposta strutturale per parti sotto l'effetto dell'azione sismica. Gli interventi di consolidamento sono stati definiti con l'intento di non modificare significativamente il comportamento strutturale globale del manufatto e impedire la possibile attivazione dei meccanismi di collasso locale.

5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE NELLO STATO DI PROGETTO

Nei successivi paragrafi si riportano i risultati ottenuti dalla verifica statica e di vulnerabilità sismica, con riferimento alla possibile attivazione di cinematismi di collasso locale, per la configurazione stato di progetto.

Gli interventi di consolidamento strutturale previsti per le due pareti snelle sono stati precedentemente descritti nel capitolo 2. Si riassumono sinteticamente le operazioni previste:

- realizzazione di cerchiature parziali con fasce di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico;
- posizionamento di un sistema di piatti metallici in acciaio S275 in corrispondenza di entrambi i lati della parte sommitale dei timpani in muratura.

5.1 Verifica statica

Il modello di calcolo della porzione di fabbricato oggetto di studio è stato elaborato utilizzando il codice di calcolo Tremuri®, che opera nell'ambito dell'approccio di modellazione tridimensionale a telaio equivalente.

Dopo aver definito il modello di calcolo sono state effettuate le verifiche statiche delle due pareti in accordo con quanto prescritto nelle NTC/2018.

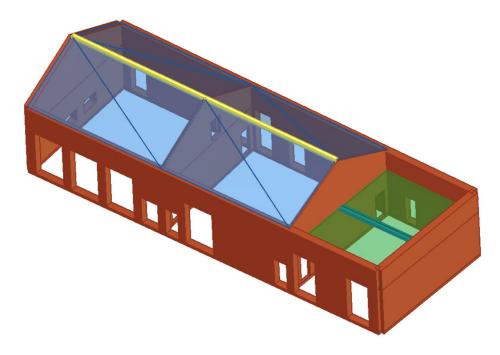


Figura 6. Modello strutturale tridimensionale di una porzione di struttura del secondo piano

La realizzazione di cerchiature parziali con fasce di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio, oltre a contrastare la possibile attivazione di meccanismi di ribaltamento fuori piano, determina, attraverso l'azione di confinamento, un'inferiore altezza libera di inflessione delle due pareti trasversali.

In Tabella 6 sono riassunti i risultati delle verifiche statiche ai carichi verticali con riferimento alle due pareti trasversali snelle.

Parete	Maschi rotti	N _d /N _r Max	h₀/t Max	e ₁ /t Max	e ₂ /t Max
4	0	0.86	17.08	0.129	0.085
5	0	0.70	17.08	0.139	0.085

Tabella 6. Risultati delle verifiche statiche – stato di progetto

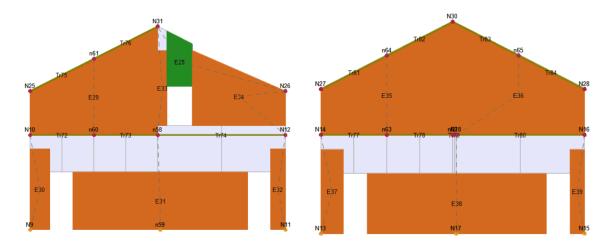


Figura 7. Parete 4 e Parete 5 oggetto di verifica statica – telaio equivalente

Le verifiche di eccentricità dei carichi, di snellezza e ai carichi verticali risultano verificate per tutti i maschi murari.

5.2 Verifica sismica

5.2.1 <u>Analisi limite dell'equilibrio</u>

Il progetto di consolidamento delle pareti trasversali prevede interventi volti a migliorare la risposta strutturale nei confronti dell'azione sismica, come precedentemente illustrato. Nello specifico per tutti i cinematismi di collasso analizzati è stato considerato l'effetto di cerchiatura determinato dal posizionamento delle fasce di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio.

Nelle sottostanti tabelle si riporta il calcolo effettuato per valutare il contributo del rinforzo, come forza applicata ad una certa quota. Nel caso di una fasciatura in tessuto composito, la massima forza esplicabile dal rinforzo si calcola facendo riferimento alle CNR DT 200/2013-R1. Nelle sottostanti tabelle si riassumono i dati e i calcoli effettuati.

Caratteristiche muratura		
Dimensione del blocco in direzione ortogonale all'asse del rinforzo	b _d =	60 mm
Distanza tra i giunti di malta nella direzione del rinforzo		240 mm
f _{bm}		5.00 MPa
f _{btm}		0.50 MPa
$\sqrt{f_{bm}\cdot f_{btm}}$		1.58 MPa
Coefficiente di sicurezza muratura γ _M)		2
f _{md}		2.50 MPa
Coefficiente correttivo 1 (y _{Rd})		1.5
Coefficiente correttivo 2 (kg)		0.031
Valore ultimo dello scorrimento (su)		0.40

Caratteristiche FRP	
σ caratteristica di rottura	5340 MPa
ε caratteristica di rottura, ε _{fk}	0.021

Modulo elastico E _f	256000 MPa
spessore t _f	0.328 mm
Coefficiente di sicurezza FRP γ _{f,d}	1.15
Coefficiente parziale per FRP γ _f	1.10
Fattore di conversione ambientale (ηa)	0.95
Lunghezza di Ancoraggio Reale	500 mm
larghezza tessuto b _f	200 mm
n° strati di tessuto	2
Area di FRP A _f	131.20 mmq

In accordo al CNR DT 200/2013-R1 la forza esplicabile dal FRP è data dal minimo valore tra la resistenza a trazione dell'FRP e il valore di distacco del rinforzo dalla parete ortogonale, nel caso in cui non è effettuata una fasciatura completa dell'edificio, come nel caso in esame.

Verifica a trazione del Rinforzo in FRP		
$\epsilon_{ m fd}$	0.0180	
Tensione di rottura di progetto, f _{fd}	4612 MPa	
Massima Forza Esplicabile dall'FRP, F _{Rd}	1210 kN	

Verifica al distacco del rinforzo dalle pareti ortogonali			
k _b	1.12		
$\Gamma_{ m fd}$	0.055		
f_{bd}	0.28		
α	1		
Tensione di calcolo, f _{fdd}	153 MPa		
Lunghezza di ancoraggio 1 _{ed}	517 mm		
$\epsilon_{ m fd}$	0.0006		
Tensione di rottura di progetto, f _{fd}	153 MPa		
Massima Forza Esplicabile dall' FRP, F _{Pd}	40.15 kN		

Si determina quindi il volere di massima forza esplicabile dall'FRP, pari a 40.15 kN.

I risultati delle verifiche secondo l'analisi cinematica lineare in relazione agli stati limite SLD e SLV sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 7. Verifiche di sicurezza secondo l'analisi cinematica lineare – Stato Limite di Danno

Cinematismo	Accelerazione massima alla	Domanda sismica		Coeff.
	quota z a _{z SLD} [m/s²]	TERRA a _z (z=0)	QUOTA a _z (z)	sicurezza
M1A	1.814	0.412	0.435	4.17
M1B	1.082	0.412	0.595	1.82
M2A	1.114	0.412	0.435	2.56
M2B	1.100	0.412	0.587	1.10

Tabella 8. Verifiche di sicurezza secondo l'analisi cinematica lineare – Stato Limite di salvaguardia della Vita

2: "	Accelerazione massima alla	Domanda sismica		Coeff.
Cinematismo	quota z a _{z SLV} [m/s²]	TERRA a₂ (z=0)	QUOTA a _z (z)	sicurezza
M1A	3.628	0.930	1.549	2.34
M1B	2.164	0.930	2.116	1.02
M2A	2.228	0.930	1.549	1.44
M2B	2.200	0.930	2.087	1.05

Tutti i meccanismi analizzati risultano verificati nei confronti dell'analisi cinematica lineare.

Si sottolinea infine che per contrastare la possibile attivazione di un meccanismo di ribaltamento della porzione di timpano sommitale, al di sopra del livello di cerchiatura posto alla quota più elevata, è stato previsto il posizionamento di un sistema di piatti metallici in acciaio S275 in corrispondenza di entrambi i lati della parte sommitale dei timpani in muratura.

Genova, 20 Ottobre 2021

DOIL ING.
DOIL I

Ing. Chiara Luchini

