



COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE LAVORI PUBBLICI

DETERMINAZIONE DIRIGENZIALE N. 2023-212.0.0.-155

L'anno 2023 il giorno 13 del mese di Dicembre la sottoscritta Arch. Marasso Ines, in qualità di dirigente della Direzione Lavori Pubblici, ha adottato la Determinazione Dirigenziale di seguito riportata.

PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA - AMBITO B3: MEMORIALE. LOTTO 1 "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO". PRESA D'ATTO AVVENUTA VERIFICA, AI SENSI ART. 26 D.LGS. 50/2016, DEL PROGETTO ESECUTIVO SECONDA E ULTIMA FASE (PRIMO STRALCIO) E APPROVAZIONE DELLO STESSO, AI SENSI ART. 59 C. 1 BIS D.LGS. 50/2016.

MOGE 20363 - CUP B33J20000000007 - CIG 95320375C5.

Adottata il 13/12/2023
Esecutiva dal 13/12/2023

13/12/2023	MARASSO INES
------------	--------------

Sottoscritto digitalmente dal Dirigente Responsabile



COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE LAVORI PUBBLICI

DETERMINAZIONE DIRIGENZIALE N. 2023-212.0.0.-155

PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA - AMBITO B3: MEMORIALE. LOTTO 1 “CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO”. PRESA D’ATTO AVVENUTA VERIFICA, AI SENSI ART. 26 D.LGS. 50/2016, DEL PROGETTO ESECUTIVO SECONDA E ULTIMA FASE (PRIMO STRALCIO) E APPROVAZIONE DELLO STESSO, AI SENSI ART. 59 C. 1 BIS D.LGS. 50/2016.

MOGE 20363 - CUP B33J20000000007 - CIG 95320375C5.

IL DIRIGENTE RESPONSABILE

Premesso:

- che con Deliberazione di Giunta Comunale n. DGC-2022-245, in data 27.10.2022, della quale si richiamano i contenuti di parte narrativa, è stato approvato il progetto definitivo dell’intervento di cui in oggetto e il relativo quadro economico, per l’importo complessivo di euro 6.300.000,00;
- che con determinazione dirigenziale n. 2022-212.0.0.-134 del 13/12/2022, è stato preso atto dell’avvenuta validazione del progetto definitivo ed è stato approvato il progetto medesimo, individuando, altresì, le modalità di gara per l’affidamento in appalto della progettazione esecutiva e dell’esecuzione dei lavori, ai sensi dell’art. 59, comma 1 bis, del D.lgs. n. 50/2016 (codice), per un importo a base di gara pari a Euro 4.200.000,00, di cui Euro 117.014,14 per Oneri Sicurezza, non soggetti a ribasso di gara, Euro 39.668,67 per lavori in economia, non soggetti a ribasso d’asta ed Euro 127.312,92 per la progettazione esecutiva dell’intervento, comprensiva degli allestimenti della Casa delle Famiglie e del Museo, il tutto oltre I.V.A.
- che il RUP dell’intervento è l’arch. Ines Marasso, della Direzione Lavori Pubblici.

Premesso altresì:

- che si è regolarmente svolto il procedimento di gara, conclusosi con la proposta di aggiudicazione all’R.T.I. GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI SRL (Mandataria) / CROCCO EMANUELE S.R.L. (Mandante), codice fiscale 02715070104 con sede legale in Genova (GE), via Pierino

Sottoscritto digitalmente dal Dirigente Responsabile

Negrotto Cambiaso n. 50/1, CAP 16159, che ha offerto un ribasso del 22,709% sull'importo a base di gara predetto, cosicché lo stesso è venuto a ridursi a Euro 3.281.803,10, comprensivo di oneri per la sicurezza, opere in economia e spese per la progettazione esecutiva, il tutto oltre I.V.A.;

- che con D.D. n. 2023-212.0.0.-5 del 22/02/2023, la progettazione esecutiva e la realizzazione dei lavori sono, quindi, stati aggiudicati al suddetto R.T.I. GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI SRL / CROCCO EMANUELE S.R.L., il quale ha dichiarato di avvalersi per la redazione del Progetto Esecutivo di GNOSIS PROGETTI SOCIETÀ COOPERATIVA con sede a Napoli via Medina 40 CAP 80133.

- che in data 11/07/2023 è stato stipulato il Contratto d'Appalto con cronologico n. 338;

- che, sulla base di quanto previsto dall'articolo 9 del Capitolato Speciale di Appalto e dall'articolo 1 dello Schema di Contratto, nelle more della stipulazione del contratto, è stato disposto tramite ordine di servizio in data 08/03/2023 Prot. 0102077.U, di dare avvio alla **prima fase** progettuale esecutiva;

- che con Determinazione Dirigenziale 2023-212.0.0.-53 del 25/05/2023 sono stati approvati gli elaborati facenti parte della prima fase del progetto esecutivo;

che è stata avviata la realizzazione degli interventi compresi nella prima fase del progetto e che gli stessi, alla data del presente provvedimento, sono in corso.

Considerato:

- che gli elaborati relativi alla **seconda e ultima fase** del progetto esecutivo sono stati consegnati tramite due invii separati: la parte riguardante le opere strutturali della zona definita "casa delle famiglie" in data 17/07/2023 e la restante parte in data 20/10/2023;

- che le attività di verifica degli elaborati inviati il 20/10/2023 sono tuttora in corso;

- che, per dare continuità ai lavori in corso, si ritiene necessario e conveniente approvare gli elaborati riguardanti le opere strutturali della "casa delle famiglie", come **primo stralcio** della **seconda e ultima fase**;

- che la suddetta **seconda e ultima fase (primo stralcio)** risulta composta dai seguenti elaborati:

- PE-SOP-STR.R01 Relazione di Calcolo delle Strutture
- PE-SOP-STR.R02 Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
- PE-SOP-STR.R03 Relazione sui Materiali Strutturali
- PE-SOP-STR.R04 Piano di Manutenzione Opere Strutturali
- PE-STR-07 Soppalco Interno a Memoriale – Fondazione Elevazione Scala
- PE-STR-08 Soppalco Interno a Memoriale – Elevazione Soppalco e Scala
- PE-STR-09 Soppalco Interno a Memoriale – Particolari Carpenteria Soppalco
- PE-STR-10 Soppalco Interno a Memoriale – Particolari Elevazione Scala

Preso atto:

- che con atto datoriale Prot. 05/04/2023.0154275.I, è stato conferito al Funzionario della Direzione Lavori Pubblici, Ing. Gianluca Tagliati, l'incarico dell'attività di verifica del Progetto Esecutivo, ai sensi dell'art. 26 del D.lgs. n. 50/2016;

Sottoscritto digitalmente dal Dirigente Responsabile

- che, con rapporto prot. NP 19/07/2023.0001678.I del 19/07/2023, il Verificatore ha emesso rapporto finale di verifica con esito positivo, pur evidenziando la presenza di alcune osservazioni;
- che le osservazioni residue, contenute nel rapporto conclusivo di verifica, pur non impedendo l'approvazione del primo stralcio della seconda fase del progetto esecutivo, dovranno essere recepite da parte dell'Appaltatore prima dell'inizio dei lavori cui le osservazioni fanno riferimento;

Dato atto altresì:

- che l'istruttoria del presente atto è stata svolta dall'Arch. Ines Marasso, responsabile del procedimento, che attesta la regolarità e correttezza dell'azione amministrativa per quanto di competenza, ai sensi dell'art. 147 bis del D.lgs. n. 267/2000 e che provvederà a tutti gli atti necessari all'esecuzione del presente provvedimento, fatta salva l'esecuzione di ulteriori adempimenti posti a carico di altri soggetti;
- che il presente provvedimento non comporta oneri finanziari e conseguentemente non necessita dell'apposizione del visto di regolarità contabile attestante la copertura finanziaria della spesa previsto dal D.lgs. n. 267/2000.

Considerato che con la sottoscrizione del presente atto, il dirigente attesta altresì la regolarità e la correttezza dell'azione amministrativa ai sensi dell'art. 147 bis del D.lgs. n. 267/2000.

Visti:

- il D.lgs. n. 50 del 18.04.2016 e ss.mm.ii.;
- gli artt. 107, 153 comma 5, 183 e 192 del D.lgs. n. 267/2000;
- gli articoli 4, 16 e 17 del D. Lgs. n. 165/2001.
- gli artt. 84, 88, 92 e 94 del D. Lgs. n. 159/2011;
- gli artt. 77 e 80 dello Statuto del Comune di Genova;
- la Deliberazione del Consiglio Comunale n. 76 del 27.12.2022 con la quale sono stati approvati i documenti Previsionali e Programmatici 2023/2025;
- la Deliberazione della Giunta Comunale n. 45 del 17.03.2023 con la quale è stato approvato il Piano Esecutivo di Gestione 2023/2025;
- il Provvedimento del Sindaco n. N. ORD-2023-113 del 05.04.2023 per il conferimento di incarichi dirigenziali, con conseguente potere di assunzione dei provvedimenti di affidamento e aggiudicazione in capo all'Arch. Ines Marasso.

DETERMINA

- 1) di approvare il Progetto Esecutivo relativo alla **seconda e ultima fase (primo stralcio)** del "MEMORIALE. - LOTTO 1 - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO", redatto dall'Appaltatore, di cui si allegano, quale parte integrante del presente provvedimento, i relativi elaborati;
- 2) di dare atto che le osservazioni residue, contenute nel rapporto conclusivo di verifica, pur non impedendo l'approvazione del progetto esecutivo, potranno e dovranno essere recepite, da parte

Sottoscritto digitalmente dal Dirigente Responsabile

dell'Appaltatore, prima dell'inizio delle lavorazioni cui le osservazioni fanno riferimento;

3) di provvedere a cura della Direzione Lavori Pubblici alla pubblicazione del presente provvedimento sul profilo del Comune, alla sezione "Amministrazione Trasparente", ai sensi dell'art. 29 del Codice;

4) di dare atto che l'istruttoria del presente atto è stata svolta dall'Arch. Ines Marasso, responsabile del procedimento, che attesta la regolarità e correttezza dell'azione amministrativa per quanto di competenza, ai sensi dell'art. 147 bis del D.lgs. n. 267/2000 e che provvederà a tutti gli atti necessari all'esecuzione del presente provvedimento, fatta salva l'esecuzione di ulteriori adempimenti posti a carico di altri soggetti;

5) di dare atto che con la sottoscrizione del presente atto, il dirigente attesta altresì la regolarità e la correttezza dell'azione amministrativa ai sensi dell'art. 147 bis del D.lgs. n. 267/2000;

6) di dare atto che il presente provvedimento non comporta oneri finanziari e conseguentemente non necessita dell'apposizione del visto di regolarità contabile attestante la copertura finanziaria della spesa previsto dal D.lgs. n. 267/2000. Visto l'art. 107 del D.lgs. n. 267/2000.

IL DIRIGENTE
Arch. Ines Marasso



COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE LAVORI PUBBLICI

OGGETTO: PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA - AMBITO B3 MEMORIALE - “CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO”.

CUP B33J20000000007 - MOGE N. 20363

**RAPPORTO FINALE DI VERIFICA DEL PROGETTO ESECUTIVO – SOPPALCO E SCALA
(AI SENSI DELL’ART. 26 DEL D. LGS. 18 APRILE 2016 N. 50)**

Genova, 19.07.2023



| Comune di Genova | Direzione Lavori Pubblici |
| Via di Francia 1 | 19° Piano | 16149 Genova |
| direzionelavoripubblici@comune.genova.it |
| www.comune.genova.it | www.visitgenoa.it |





COMUNE DI GENOVA

Con Atto Datoriale Prot. 05/04/2023.0154275.I il Direttore della Direzione Lavori Pubblici, Arch. Ines Marasso ha incaricato della verifica del progetto esecutivo fase 1 del *PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA - AMBITO B3 MEMORIALE - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO"* – Comune di Genova (GE), il sottoscritto Ing. Gianluca Tagliati, funzionario tecnico del Comune di Genova.

In data 05/04/2023 il dipendente, con nota Prot. 05/04/2023.0154275.I ha inoltrato all'Ufficio Assicurazioni il Modulo di proposta di Assicurazione della Responsabilità Professionale dei Verificatori Interni

Per la verifica in argomento da eseguire secondo le modalità previste dall'art. 26 del D.Lgs. 50/2016 e in contraddittorio con il progettista incaricato, il Responsabile del Procedimento, Arch. Ines Marasso, ha messo a disposizione del verificatore gli elaborati di progetto redatti da GNOSIS Progetti con sede in Via Medina, 40 80133 - Napoli.

Il sottoscritto Ing. Gianluca Tagliati, in qualità di verificatore del progetto esecutivo, ha esaminato gli elaborati progettuali inviati il 14 Luglio 2023 da GNOSIS Progetti:

NOME ELABORATI		NOTE
PE-SOP-STR.R01	Relazione di Calcolo delle Strutture	
PE-SOP-STR.R02	Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni	
PE-SOP-STR.R03	Relazione sui Materiali Strutturali	
PE-SOP-STR.R04	Piano di Manutenzione Opere Strutturali	
PE-STR-07	Soppalco Interno a Memoriale – Fondazione Elevazione Scala	
PE-STR-08	Soppalco Interno a Memoriale – Elevazione Soppalco e Scala	
PE-STR-09	Soppalco Interno a Memoriale – Particolari Carpenteria Soppalco	
PE-STR-10	Soppalco Interno a Memoriale – Particolari Elevazione Scala	

A seguito della verifica si rilevano osservazioni sugli elaborati e di seguito elencate:

OSSERVAZIONE	
PE-SOP-STR.R01	<ol style="list-style-type: none">1. A pag. 5 del documento è scritto: "Le nuove realizzazioni del soppalco e della scala presentano strutture separate tra loro e giuntate" Dagli elaborati appare che la struttura sia <u>sggiuntata</u> dalla struttura esistente e ad essa indipendente. Correggere2. Capitolo 4 (Anlisi dei Carichi). Non è esplicitato il carico accidentale utilizzato (400 kg/m² - indicato nel seguito). Il carico permanente del solaio è diverso da quello utilizzato nel calcolo del solaio. (250+240 =490 kg/m² contro 218+250 = 468 kg/m². Non è chiaro il carico del tamponamento/ringhiera applicato sulle travi di bordo. Correggere3. Pagina 37, calcolo piastra di base. Dimensioni piastra leggermente differente rispetto al disegno. Il calcolo del tirafondo è riferito ad una geometri ad uncino, a disegno è presente un rondella. Correggere4. Capitolo 6.1.2 – Lamiera grecata collaborante. Non presenti eventuali verifiche dei pioli tipo Nelson di collegamento. Integrare



COMUNE DI GENOVA

	<p>5. Capitolo 6.1.5 – Verifica Giunto Trave-Trave. Il diametro dei bulloni(M12) è differente rispetto a quanto riportano sui disegni (M14). A pag. 41 manca unità di misura in figura. Correggere</p> <p>6. Manca Verifica Giunto con coprigiunto (verifica bulloni e saldature). Integrare</p> <p>7. Verifiche Pianerottoli, manca verifica a taglio e fessurazione.</p> <p>8. Integrare</p> <p>9. Capitolo 8.1.1, mancano elementi di controvento di piano (e loro verifiche) Aggiornare la relazione</p> <p>10. Capitolo 8.2.1, manca verifica a spostamenti verticali. Non presenti valori da calcolo e di verifica. Aggiornare la relazione</p> <p>11. Capitolo 8.3.1, non chiaro spostamento orizzontale ammissibile assunto. Aggiornare la relazione</p> <p>12. Capitolo 9. Non presenti verifiche a taglio / fessurazione. Inoltre non sono chiari i diametri di ferri utilizzati nelle verifiche, da calcolo sembrano Ø16, mentre a disegno sono anche Ø14. Mancano veri Aggiornare la relazione</p> <p>13. Capitolo 9.2.8, non chiaro spostamento orizzontale ammissibile assunto. Aggiornare la relazione</p> <p>14. Lungo il perimetro della scala e del soppalco sarà presente una ringhiera o altro? Nel caso aggiungere verifica dell'elemento Aggiornare la relazione</p>
PE-STR-03	<p>1. Capitolo 3.1.1. Verifiche allo SLE – Le verifiche sono verifiche in termini di cedimenti, non di capacità ultima della fondazione. Nel seguito della relazione viene anche un confronto tra spostamenti di calcolo e spostamenti ammissibili. Aggiornare la relazione</p> <p>2. Capitolo 4.1 – Non chiaro da dove proviene massima applicata per verifica a carico limite. Aggiornare la relazione</p> <p>3. Capitolo 5 – Valutazione dei cedimenti. Non è chiaro l'azione considerata per il calcolo dei cedimenti a che combinazione corrisponda e in che punto sia valutata. Non è chiaro quale limite di confronto venga assunto e la geometria adottata per la verifica. Aggiornare la relazione</p>
PE-SOP-STR.R04	<p>1. Negli elenchi delle unità strutturali presenti sono indicate delle voci barrate. Eliminare per evitare confusione.</p>
PE-STR-07	<p>1. Manca posizione nella direzione orizzontale del vano scala. Aggiungere.</p>
PE-STR-08	<p>1. Manca posizione nella direzione orizzontale del vano scala ed alcune quote. Aggiungere.</p> <p>2. Mancano quote altimetriche scala in sezione. Aggiungere</p> <p>3. Rispetto a quanto indicato in relazione di calcolo sono presenti controventi orizzontali barre diametro 20mm. Chiarire/ aggiungere dettagli di collegamento a strutture principali.</p>



COMUNE DI GENOVA

PE-STR-09	<ol style="list-style-type: none">1. Non chiare le tipologie di saldatura dei piatti di irrigidimento tra le ali degli elementi. Aggiungere.2. Non chiare il collegamento della lamiera grecata alla trave, non sono indicati pioli tipo Nelson, ma in relazione e considerata collaborante. Integrare.
PE-STR-10	<ol style="list-style-type: none">1. Intorno aperture aggiungere ferri diagonali Correggere2. Armatura Gradini Sezione A-A, la distanza di 2cm indicata, appare corretta come interferro, non come distanza asse-asse. Correggere3. Armatura Pianerottolo, non è chiara stratificazione ferri (i tratti verticali non possono essere tutti 140mm e se i ferri a ventaglio rimangono nello spessore della rampa La sezione A-A in pianta non è concorde con quanto rappresentato in sezione. La salita della rampa è in senso anti-orario, è opportuno inserire comunque sezioni nelle due direzioni ortogonali, per vedere i ferri provenire dalla rampa in arrivo e quelli della rampa di partenza. Integrare4. La carpenteria della scala sembra differente dal modello di calcolo presente in relazione dove un pianerottolo è continuo anche lungo una parete del setto. Chiarire / correggere

Ai sensi dell'art. 23 del Dlgs 50/2016 e ss.mm.ii. è stata verificata:

- a) la completezza della progettazione;
- b) la coerenza e completezza del quadro economico in tutti i suoi aspetti;
- c) l'appaltabilità della soluzione progettuale prescelta;
- d) i presupposti per la durabilità dell'opera nel tempo;
- e) la minimizzazione dei rischi di introduzione di varianti e di contenzioso;
- f) la possibilità di ultimazione dell'opera entro i termini previsti;
- g) la sicurezza delle maestranze e degli utilizzatori;
- h) l'adeguatezza dei prezzi unitari utilizzati;
- i) la manutenibilità delle opere.

In relazione alle risultanze delle verifiche operate e sopra descritte, il Verificatore Ing. Gianluca Tagliati, con riferimento alla documentazione visionata ritiene conclusa positivamente l'attività di verifica del progetto esecutivo del soppalco e scala relativo all'intervento Parco del Ponte in Val Polcevera - Ambito B3 Memoriale - "Casa delle Famiglie E Museo" - Comune di Genova (GE), ed emette il presente **Rapporto di Verifica Conforme.**

Il presente parere, benché conforme, contiene osservazioni che dovranno essere oggetto di attenzione, e revisione da parte dei Progettisti, sotto forma di integrazioni. Tali osservazioni comunque non riguardano il dimensionamento globale della struttura e degli elementi strutturali da essa costituiti, ma necessarie per garantire la conformità ai requisiti minimi ai sensi dell'art. 23 del Dlgs 50/2016 del progetto.

Il presente verbale viene letto e sottoscritto in data odierna dal verificatore e dai progettisti.

Genova, 19.07.2023

IL VERIFICATORE
Ing. Gianluca Tagliati

IL/I PROGETTISTA/I



| Comune di Genova | Direzione Lavori Pubblici |
| Via di Francia 1 | 19° Piano | 16149 Genova |
| direzionelavoripubblici@comune.genova.it |
| www.comune.genova.it | www.visitgenoa.it |



COMUNE DI GENOVA (GE)
PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA
 AMBITO B3: MEMORIALE. - LOTTO 1 - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO"



COMMITTENTE: **Comune di Genova** | RUP arch. Ines Marasso
 CUP: F84B16000580001 – CIG: 8463484FED



GNOSIS progetti
 via medina 40 | 80133 | napoli
 +39 081 5523312
 gnosis@gnosis.it
 www.gnosis.it



GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI srl
 via Pierino Negrotto Cambiaso,50/1
 16159 | genova
 info@pec.gambinocostruzioni.com



CROCCO EMANUELE srl
 via Bobbio,14
 16137 | genova
 info@croccoimpianti.it

oggetto:

- Progetto definitivo
- Progetto esecutivo - 1° stralcio

responsabile progettazione e coordinamento:
arch. Francesco F. BUONFANTINO
 project manager e responsabile architettura:
arch. Mariangela CIMMA
 responsabile strutture:
ing. Riccardo AUTIERI
 responsabile impianti elettrici:
ing. Antonio PERILLO
 responsabile impianti meccanici e prevenzione incendi:
ing. Enrico LANZILLO
 coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:
arch. Andrea Martinuzzi
 responsabile geologia:
geol. Antonio RIVIELLO



GN.23-001-AI
cod. commessa

SOPPALCO E SCALA - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Tit. Tavola

PE_SOP_STR.R01
cod tavola

rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
00		---	14.07.2023	A4	GA	RA	FFB
01	EMISSIONE A SEGUITO VERIFICA	---	06.12.2023	A4	GA	RA	FFB

SOMMARIO

1) PREMESSA	6
1.1 Prestazioni delle strutture e valutazione dell'intervento.....	7
2) NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	9
3) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
4) ANALISI DEI CARICHI.....	15
4.1 Nuovo solaio del soppalco	15
4.2 Gradini a sbalzo	16
4.3 Solaio di copertura e pianerottolo a soletta piena (H=20cm)	16
4.4 Carichi dell'impianto ascensore	17
4.5 Carichi variabili di esercizio.....	18
4.6 Combinazioni di carico	20
5) DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	22
5.1 Impostazione parametri sismici	23
5.1.1 Vita nominale	23
5.1.2 Classe d'uso	23
5.1.3 Vita di riferimento	23
5.1.4 Spettro di risposta	25
5.2 Ulteriori parametri sismici	28
5.2.1 Caratteristiche sottosuolo	28
5.2.2 Fattore di comportamento	29
6) CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI	30
6.1 Solaio in lamiera e getto.....	30
6.1.1 Travi secondarie L=510cm	30
6.1.2 Lamiera grecata collaborante	34
6.1.3 Piastra di attacco base dei pilastri.....	36
6.1.4 Verifica a punzonamento platea di fondazione.....	44
6.1.5 Bulloni giunto trave-trave	47

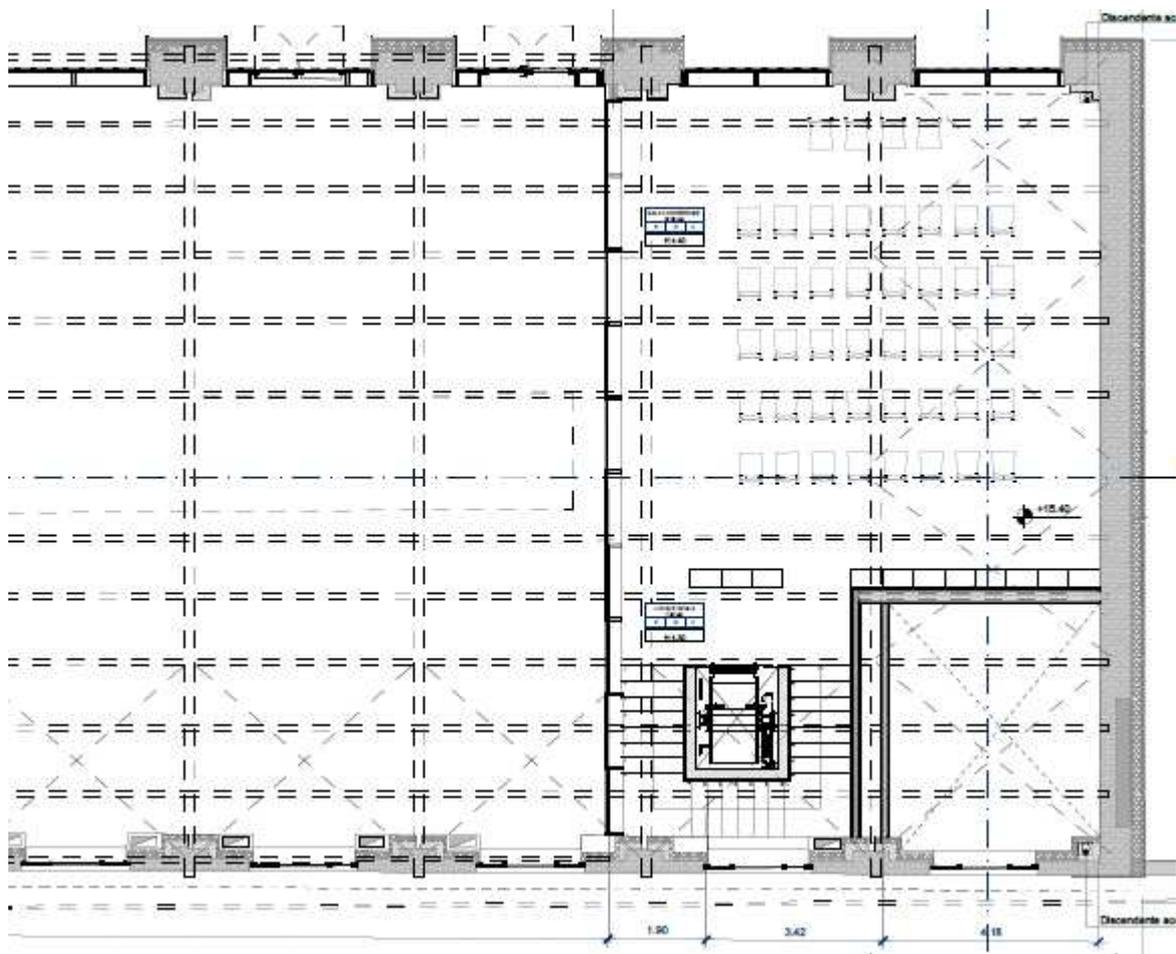
6.2	Gradini a sbalzo della scala	49
6.3	Pianerottolo di arrivo della scala.....	51
7)	CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	55
7.1	Azioni, condizioni e combinazioni di carico	55
7.2	Metodologia di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati	56
7.3	Modello strutturale utilizzato nel codice di calcolo	58
7.3.1	I nodi	58
7.3.2	I materiali	58
7.3.3	Le sezioni	58
7.3.4	I carichi	59
7.3.5	Gli elementi finiti	60
7.4	Verifiche degli elementi della struttura principale in c.a.	65
7.4.1	Pareti	65
7.5	Tabulati di calcolo e verifica – Presentazione dei risultati	71
7.5.1	Deformate	71
7.5.2	Gusci e piastre	71
7.5.3	Vincoli	72
7.6	Verifiche di sicurezza degli elementi strutturali principali	74
7.6.1	Verifiche di opere in acciaio, alluminio o legno con il metodo agli Stati Limite 74	
7.6.2	Verifiche di opere in acciaio con il metodo dell’Eurocodice 3	78
7.6.3	Verifiche di opere in c.a. con il metodo degli Stati Limite	81
8)	SINTESI GRAFICA DEI DATI E DEI RISULTATI DEL CALCOLO DEL SOPPALCO	
	83	
8.1	Dati di ingresso	83
8.1.1	Schema spaziale	83
8.1.2	Carichi agenti	84
8.1.3	Materiali utilizzati	84
8.1.4	Dimensione degli elementi strutturali	85
8.2	Risultati del calcolo statico e sismico per S.L.U	86

8.2.1	Deformata statica	86
8.2.2	Inviluppi dinamici: sisma in X e Y	87
8.2.3	Inviluppi sollecitazioni	88
8.2.4	Verifiche SLU profilati metallici	89
8.2.5	Sollecitazioni e verifiche platea di fondazione	90
8.3	Risultati del calcolo sismico per S.L.D ed S.L.O.	92
8.3.1	Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.	92
9)	SINTESI GRAFICA DEI DATI E DEI RISULTATI DEL CALCOLO DELLA SCALA	94
9.1	Dati di ingresso	94
9.1.1	Schema spaziale	94
9.1.2	Dimensioni degli elementi strutturali.....	95
9.1.3	Carichi sulle rampe e pianerottoli.....	96
9.1.4	Scarichi dell'impianto	97
9.2	Risultati del calcolo statico e sismico per S.L.U.	98
9.2.1	Deformata statica con spinte impianto.....	98
9.2.2	Inviluppi dinamici con sisma in dir.X	99
9.2.3	Deformata statica con sisma in dir.-Y	100
9.2.4	Inviluppo sollecitazioni pareti.....	101
9.2.5	Inviluppo sollecitazioni platea.....	103
9.2.6	Verifiche SLU delle pareti.....	105
9.2.7	Verifiche SLU della platea e fossa	107
9.2.8	Verifica a fessurazione.....	108
9.2.9	Risultati del calcolo sismico per S.L.O. in elevazione	109
9.3	Verifica balaustra	111
10)	CONCLUSIONI	114
10.1	Licenza d'uso del software utilizzato	114
10.2	Affidabilità dei codici utilizzati	115
10.3	Validazione dei codici	116
10.4	Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità	117

10.5 Giudizio conclusivo..... 118

1) PREMESSA

Oggetto della presente relazione di calcolo è la struttura di sostegno del soppalco in carpenteria metallica e della scala di accesso in c.a., interni al capannone esistente e annessi al Museo della Memoria, da realizzare nell'intervento di riqualificazione dell'Ambito B₃ del Parco del Ponte in Valpolcevera, sito nel Comune di Genova.



Le nuove realizzazioni del soppalco e della scala presentano strutture separate tra loro e non collegate alla struttura esistente e prevedono un'autonoma fondazione.

Il soppalco in esame prevede la realizzazione di nove pilastri in profilato tipo HEA e travi con profilati HEA (principali) e IPE (secondarie), sui quali è poggiata la lamiera metallica a sostegno del getto in c.a. di completamento. La fondazione è prevista con una platea in cemento armato.

La scala di accesso è prevista interamente in cemento armato, con le pareti che contengono il vano ascensore e dalle quali escono a sbalzo sia i gradini dei rampanti che le solette piene dei pianerottoli intermedi e di arrivo al piano del soppalco adiacente. La fondazione è prevista con una platea rigida, anch'essa in cemento armato.

1.1 Prestazioni delle strutture e valutazione dell'intervento

Le prestazioni delle strutture e le condizioni per la loro 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 e di tipo sismico; 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 di seguito riportati, 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.

Le strutture verranno realizzate 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 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 sismica dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta e modalità di calcolo e di verifica conforme al D.M. 17.01.2018. Agli effetti del dimensionamento 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.

2) **NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

I calcoli di dimensionamento e di verifica delle strutture sono stati condotti sulla scorta della normativa attualmente vigente :

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.

3) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per la esecuzione delle strutture sono quelle di seguito riportate:

CEMENTO ARMATO

- Calcestruzzo per opere di fondazione: C28/35 (Rck 350)
- Calcestruzzo per opere in elevazione : C30/37 (Rck 370)
- Acciaio di armatura : B450C

CARPENTERIA METALLICA

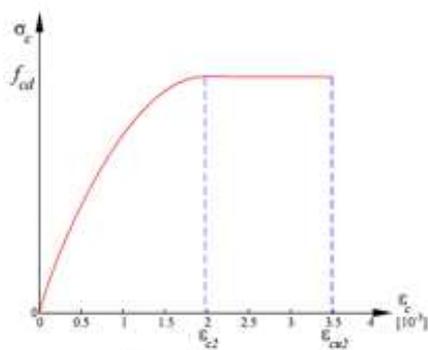
- Profilati, piatti e lamiere : acciaio tipo S355
- Viti : Classe 10.9 UNI 4016-2002
- Dadi : Classe 6S UNI 4016-2002
- Rosette : acciaio C50 UNI 10083

Per la protezione al fuoco delle strutture metalliche saranno utilizzati materiali di rivestimento di tipo intumescente, di spessore idoneo alla classe di resistenza al fuoco richiesta, specificata nelle tavole impiantistiche e architettoniche.

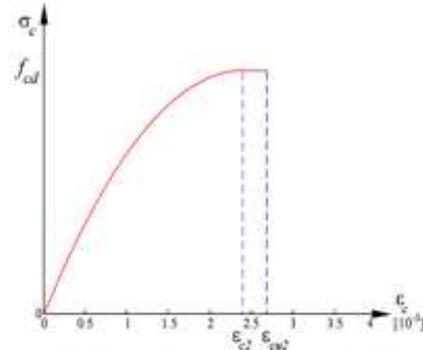
Si sono quindi adottate, nelle verifiche agli stati limite, le seguenti resistenze dei materiali:

CALCESTRUZZO

CLASSE DEL CALCESTRUZZO : C28/35 \Rightarrow $f_{ck}=28$ MPa $R_{ck}=35$ MPa



Alta resistenza



Molto bassa, bassa e media resistenza

Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio
La deformazione massima $\epsilon_{c,max}$ 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) $\gamma_c = 1,50$ (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a compressor $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 15,87$ Mpa
NTC- §4.1.2.1.1

Resistenza di calcolo a trazione : $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 1,29$ MPa
NTC - §4.1.2.1.2

MODULO DI ELASTICITA' : $E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 32308$ MPa

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- §4.1.2.2.5.1

Tensione a compressione, comb. di carico rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16,80$ MPa
Tensione a compressione, comb. di carico quasi perm. $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 12,60$ 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:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

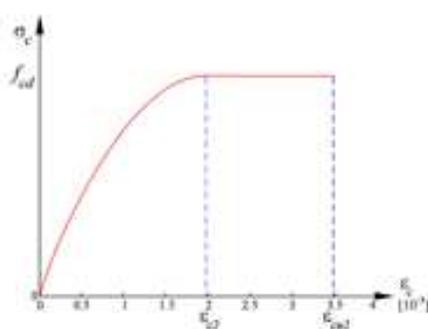
I valori limite sono pari a:

$w_1 = 0,2$ mm

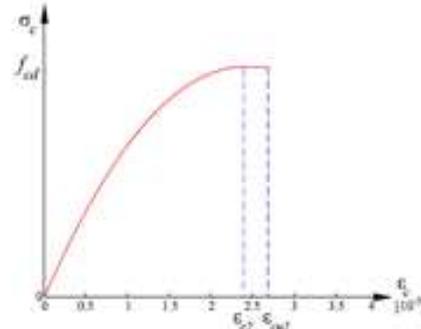
$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

CLASSE DEL CALCESTRUZZO : C30/37 \Rightarrow $f_{ck}=30$ MPa $R_{ck}=37$ MPa



Alta resistenza



Molto bassa, bassa e media resistenza

Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio

La deformazione massima $\epsilon_{c,max}$ 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) $\gamma_c = 1,50$ (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 17,00$ Mpa
 NTC- §4.1.2.1.1

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 1,35$ MPa
 NTC - §4.1.2.1.2

MODULO DI ELASTICITA' : $E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 32837$ MPa

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- §4.1.2.2.5.1

Tensione a compressione, comb. di carico rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 18,00$ MPa

Tensione a compressione, comb. di carico quasi perm.: $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 13,50$ 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:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a:

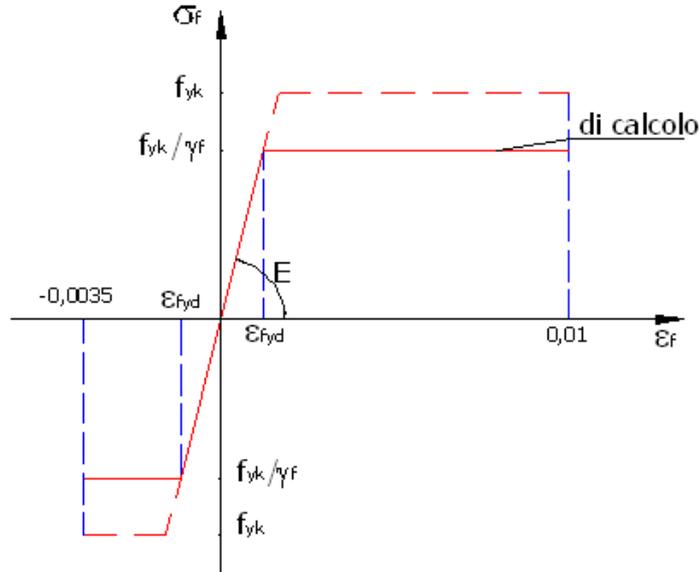
$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

ACCIAIO PER C.A.

CLASSE DELL'ACCIAIO : B450C ⇒ f_{yk}=450 N/mm² f_{tk}=540 N/mm²



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

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

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

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{Coeff. Parziale sicurezza})$$

RESISTENZE AGLI SLU:

NTC- S4.1.2.1.1.3

Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Mpa})$

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- S4.1.2.2.5.2

Tensione massima, combinazione caratteristica: $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

MODULO DI ELASTICITA' : $210\,000 \text{ Mpa}$

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

TIPO ACCIAIO : S 355 \Rightarrow $f_{yk}=355$ N/mm² $f_{tk}=510$ N/mm²

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

$$\gamma_s = 1,05 \quad (\text{Coeff. Parziale sicurezza})$$

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 338,10$ N/mm² (MPa)

MODULO DI ELASTICITA' : 210 000 N/mm² (Mpa)

BULLONI : 10.9 \Rightarrow $f_{yk}=900$ N/mm² $f_{tk}=1000$ N/mm²

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

$$\gamma_s = 1,25 \quad (\text{Coeff. Parziale sicurezza})$$

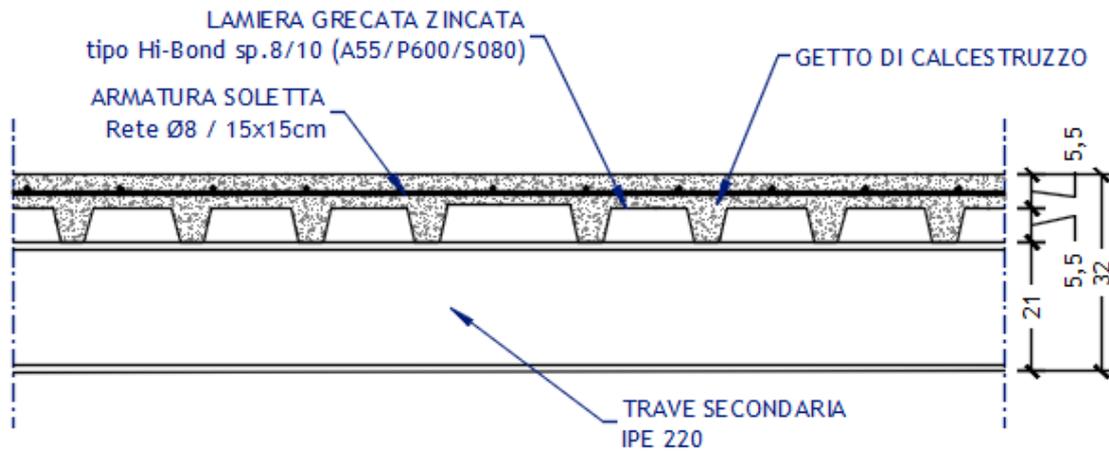
RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{yd,N} = f_{yk} / \gamma_s = 720,00$ N/mm² (MPa)

Resistenza di calcolo a taglio: $f_{yd,V} = 0,5 f_{tk} / \gamma_s = 400,00$ N/mm² (MPa)

4) ANALISI DEI CARICHI

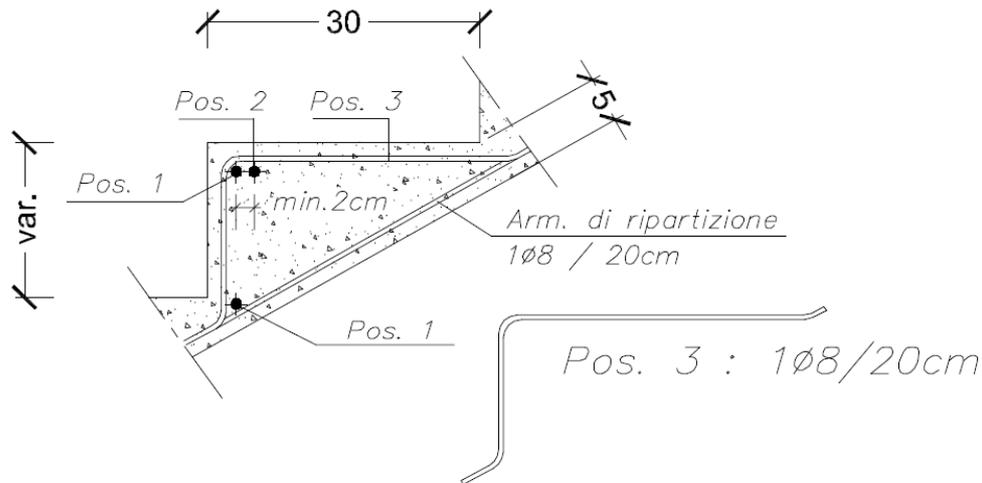
4.1 Nuovo solaio del soppalco



Peso travi =	18 Kg/m ²
Lamiera grecata e getto di calcestruzzo =	200 "
Massetto, controsoffitto ed elementi secondari =	250 "
	=====
Totale carichi permanenti	468 Kg/m ²

Peso della ringhiera sulle travi di bordo = 20 Kg/ml

4.2 Gradini a sbalzo



soletta = 0.05 x 2500 =	125 daN/mq
Gradini = (0.30x0.17/2) x 2500 x100/30=	212 "

Totale struttura	337 daN/mq
si considera :	350 daN/mq
Allettamento marmo = 0.02 x 2000 =	40 "
Marmo pedata = 0.3x80 x100/30 =	80 "
Marmoalzata = 0.17x80 x100/30 =	45 "
Intonaco =	30 "

Totale carichi permanenti	195 daN/mq
si considera :	200 daN/mq
	=====
Totale carichi strutt.+perman.	532 Kg/m ²

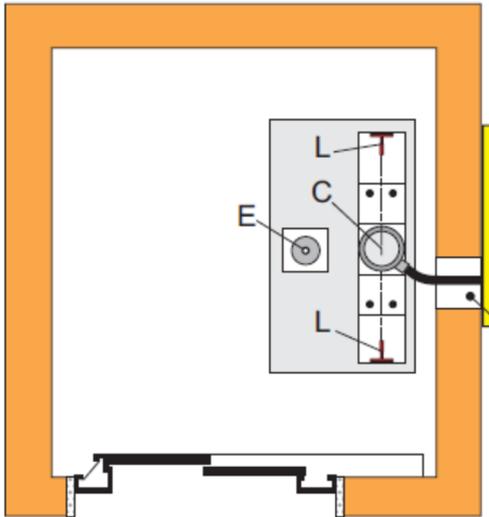
4.3 Solaio di copertura e pianerottolo a soletta piena (H=20cm)

Soletta = 0.20 x 2500 =	500 Kg/mq

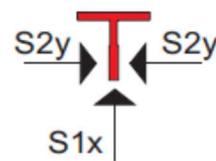
TOTALE STRUTTURA	500 Kg/m ²
Massetto e pavimento:	100 Kg/m ²
	=====
Totale carichi strutt.+perman.	600 Kg/m ²

4.4 Carichi dell'impianto ascensore

Carichi dell'impianto:



CARICHI DINAMICI IN FONDO FOSSA (daN)	Spinte sulle Guide Cabina
L = 2000 (guide cabina) C = 2550 (pistone) E = 4700 (ammortizzatore)	Valori statici $S_{1x} = 124 \text{ daN}$ $S_{2y} = 494 \text{ daN}$



Sul fondo fossa:

$P_L = 2000 \text{ kg}$ (2 guide);
 $P_C = 2550 \text{ kg}$ (pistone);
 $P_E = 4700 \text{ kg}$ (ammortizzatore)

Spinta sulle guide cabina:

$S_{1x} = 124 \text{ kg}$;
 $S_{2y} = 494 \text{ kg}$

4.5 Carichi variabili di esercizio

Le NTC riportano:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	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
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, 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 , aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	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 atrii 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
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	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		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	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**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.				

4.6 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):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per i coefficienti di combinazione, le norme riportano:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	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 valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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.

5) DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata calcolata mediante **analisi dinamica modale** e applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018).

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 a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 delle NTC, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 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:

a_g : 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.

5.1 Impostazione 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.

5.1.1 Vita nominale

In riferimento al punto 2.4.1 delle NTC, si riporta:

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO		
<p>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.</p> <p>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.</p>		
<p>Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni</p>		
TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)	
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 al tipo 2, con $V_N \geq 50$ anni

5.1.2 Classe d'uso

In riferimento al punto 2.4.2 delle NTC, si riporta:

2.4.2. CLASSI D'USO
<p>Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:</p> <p><i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.</p> <p><i>Classe II:</i> 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.</p> <p><i>Classe III:</i> 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.</p> <p><i>Classe IV:</i> 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.</p>

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

5.1.3 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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	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 III), e un periodo di riferimento $V_R = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$.

5.1.4 Spettro di risposta

Le NTC 2018 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 Salvaguardia 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.) – Controllo degli spostamenti
- Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti e 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.) – Controllo degli spostamenti
- Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti e verifiche di resistenza
- Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) – Verifica di resistenza

STRUTTURE ISOLATE:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.) – Controllo degli spostamenti
- Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti
- Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti e verifiche di resistenza
- Stati Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) – Verifica di resistenza
- Stato Limite di Collasso (S.L.C.) – Controllo degli spostamenti

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

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.) – Controllo degli spostamenti
- Stato Limite del Danno (S.L.D.) – Controllo degli spostamenti e ver. res.
- 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_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	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 seguente espressione:

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

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_0 e T^*_c richiamati in precedenza

CERCA



VITA NOMINALE: (anni)

VITA DI RIFERIMENTO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: %

LATITUDINE:

CLASSE DI UTILIZZO: Classe III

SPETTRO: SLV 10%

PERIODO DI RITORNO: (anni)

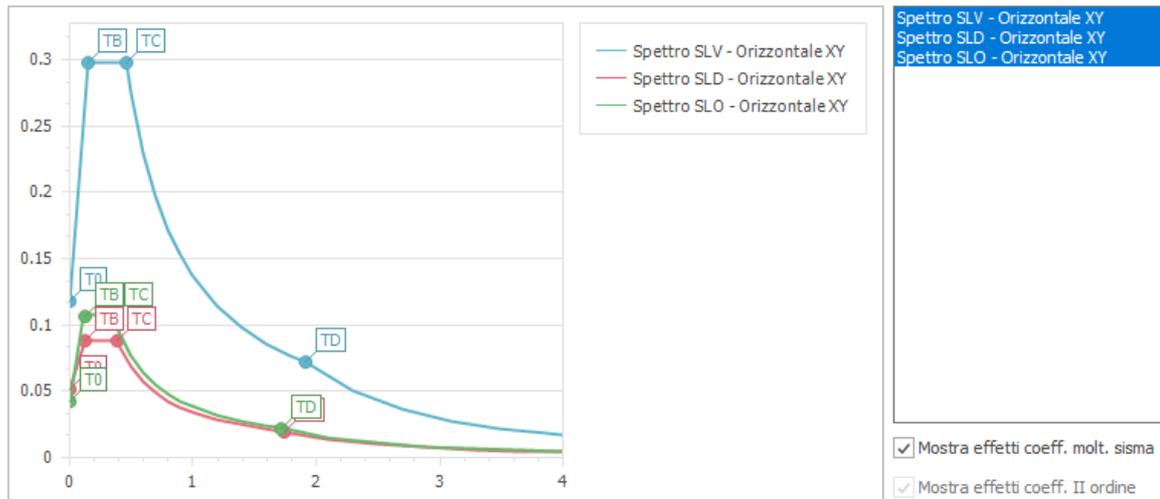
LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:	F0:	TC:
0.0783	2.53	0.29

Nel caso in esame si adottano lo gli spettri riportati nel seguente grafico:

Grafici spettri - Norme Tecniche delle Costruzioni 2018



Spettro SLV - Orizzontale XY	T0	TB	TC									
Periodo	0	0.154	0.461	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	1.6
Ampiezza	0.118	0.298	0.298	0.275	0.229	0.196	0.172	0.153	0.137	0.114	0.098	0.086
Spettro SLD - Orizzontale XY	T0	TB	TC									
Periodo	0	0.128	0.384	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4
Ampiezza	0.052	0.088	0.088	0.085	0.068	0.056	0.048	0.042	0.038	0.034	0.028	0.024

Ai fini del dimensionamento degli elementi di **fondazione** nonché della valutazione della verifica di sicurezza del complesso **fondazione-terreno** è stato utilizzato lo spettro SLV utilizzato per la elevazione, come previsto al punto 7.2.5 del DM 17.01.2018, per strutture definite con comportamento non dissipativo.

5.2 Ulteriori parametri sismici

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

5.2.1 Caratteristiche sottosuolo

In riferimento al punto 3.2.2 delle NTC, si riporta:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

Come si evince dalla allegata Relazione Geologica, la categoria di sottosuolo in esame è classificata in Categoria **C** e le caratteristiche topografiche classificate in Categoria **T1**.

5.2.2 Fattore di comportamento

Per entrambi i calcoli delle strutture del soppalco e della scala, sarà adottato un comportamento delle strutture di tipo NON DISSIPATIVO, con spettro di risposta di tipo elastico e fattore di comportamento minore o uguale a 1.5.

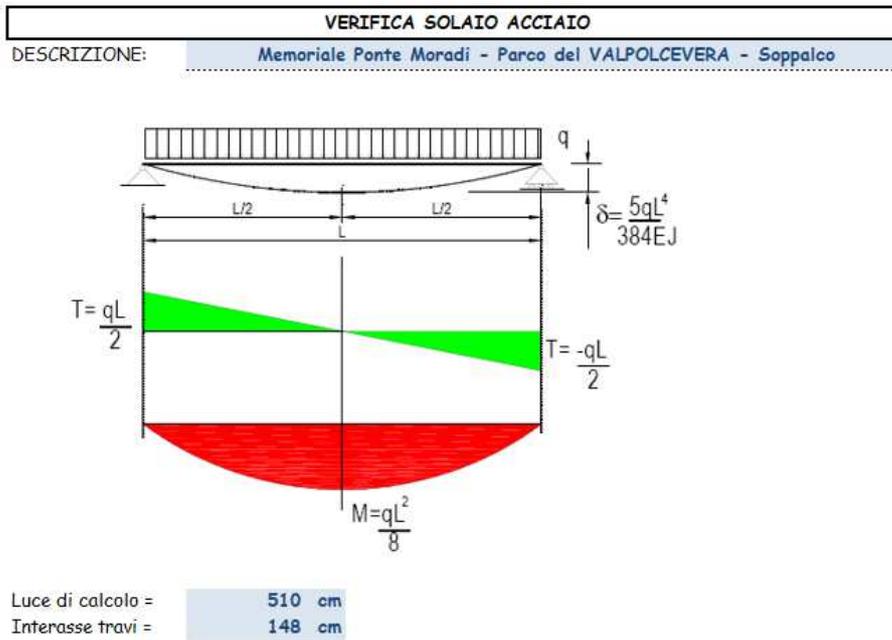
Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

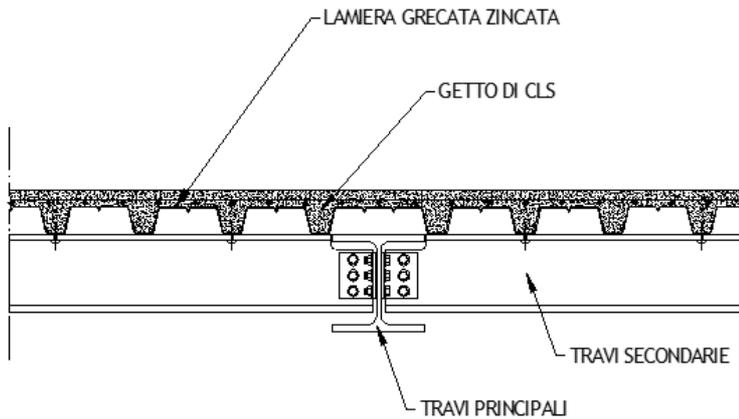
6) CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

6.1 Solaio in lamiera e getto

6.1.1 Travi secondarie L=510cm



Analisi dei carichi per mq di solaio		
Peso travi	p.trave / int	17,7 Kg/mq
Lamiera		10,0 Kg/mq
Getto di cls		190,0 Kg/mq
TOTALE STRUTTURA		218 Kg/mq
Intonaco o controsoffitto		30 Kg/mq
Massetto e pavimento		220 Kg/mq
TOTALE PERMANENTI		250 Kg/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE		400 Kg/mq
CARICO TOTALE		868 Kg/mq



DATI TRAVE METALLICA:

	IPE 220	
	S 355	
F _c =	1,00	(F.conf.-edif.esist.)
γ _{Mo} =	1,05	Coefficiente Sicurezza della resistenza
f _{yk} =	3550 daN/cm²	Tensione caratteristica di snervamento
f _{yd} =	3381 daN/cm²	Resistenza di calcolo a traz., compr., fless.
f _{ydt} =	1952 daN/cm²	Resistenza di calcolo a taglio
Area =	33,40 cm²	
Peso =	26,20 Kg/ml	
Inerzia =	2772,00 cm⁴	
Modulo di resistenza =	252,00 cm³	
Momento statico =	367,40 cm³	
Altezza trave =	220,00 mm	
Larghezza ala =	110,00 mm	
Spessore anima =	5,90 mm	
Spessore ala =	9,20 mm	
Area a taglio =	17,40 cm	
Modulo di Resistenza Plastico =	286,00 cm³	
Classificazione della sezione a pura flessione =	1	
Modulo elastico assaiato =	2 100 000 Kg/cm²	

CARICHI E COMBINAZIONE DI CARICO

Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1} =$	217,7	daN/m ²	$\gamma_{g1} =$	1,3		
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2} =$	250,0	daN/m ²	$\gamma_{g2} =$	1,5		
Carico variabile:	$Q_{1k} =$	400,0	daN/m ²	$\gamma_q =$	1,5	$\psi_{21} =$	0,3
	$Q_{2k} =$		daN/m ²	$\psi_{0i} =$	0,5	$\psi_{22} =$	0,0
	$Q_{3k} =$		daN/m ²	$\psi_{0i} =$	0,0	$\psi_{23} =$	0,0

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 14/01/2008 sono:

1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_{d,slu} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i = \mathbf{1861,9} \quad \text{daN/m}$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

$$F_{d,rara} = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i = \mathbf{1284,2} \quad \text{daN/m}$$

(solo accidentali) **592,0**

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_{d,quasi perm.} = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik}))) * i = \mathbf{869,8} \quad \text{daN/m}$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SLU

In mezzeria : $M_{d,slu} = F_{d,slu} * L^2/8 = \mathbf{6053,4} \quad \text{daNm}$
 Sull'appoggio : $T_{d,slu} = F_{d,slu} * L/2 = \mathbf{4747,7} \quad \text{daN}$

VERIFICHE SLU

VERIFICA A FLESSIONE

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

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

VERIFICA A TAGLIO

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

V_{Ed} = Taglio di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = Taglio resistente

Classe 1 e 2 → $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{9\ 669,52} \quad \text{daN m}$

$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{33\ 957} \quad \text{daN}$

Classe 3 → $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{8\ 520,00} \quad \text{daN m}$

$M_{Ed} = M_{max,SLU} = \mathbf{6\ 053} \quad \text{daN m}$

$V_{Ed} = T_{max,SLU} = \mathbf{4\ 748} \quad \text{daN}$

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = \mathbf{6053,37} \quad / \quad \mathbf{9669,52} \quad = \mathbf{0,63} \quad \text{VERIFICATO}$

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = \mathbf{4747,74} \quad / \quad \mathbf{33956,88} \quad = \mathbf{0,14} \quad \text{VERIFICATO}$

VERIFICA DEFORMABILITA'

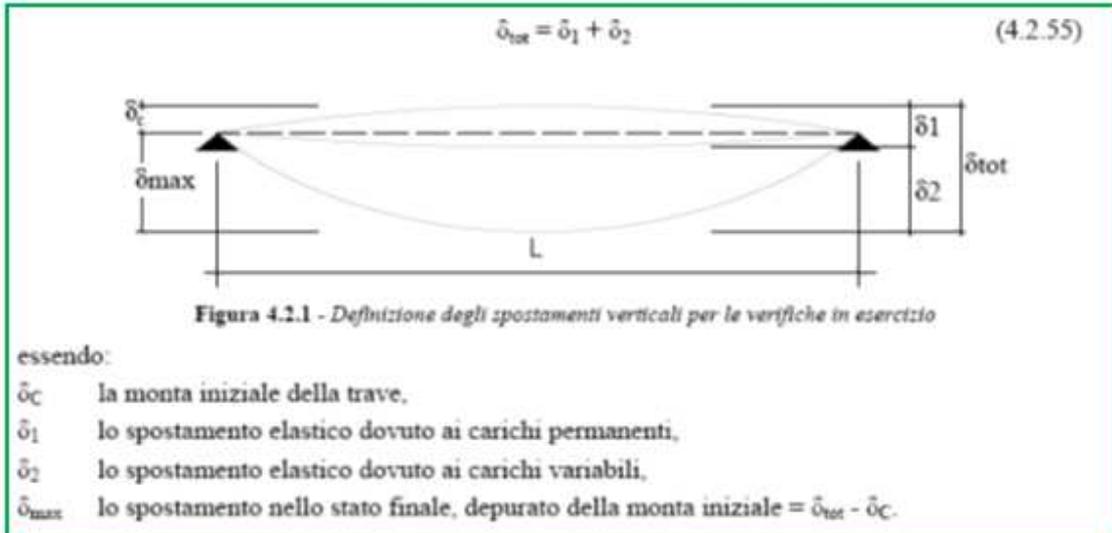


Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
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	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

PER IL CARICO TOTALE

Freccia limite = $1 / 250$ = **2,04 cm**

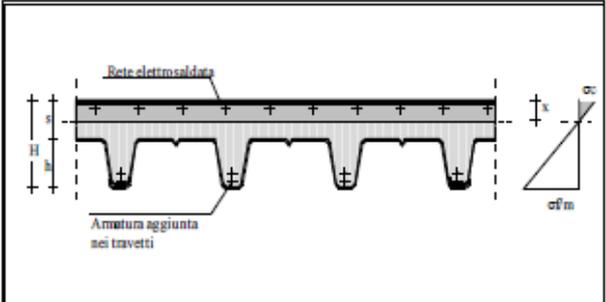
$f_{mezz} = 5/384 * F_{d,rara} * L^4 / (EJ) = \mathbf{1,94}$ cm **VERIFICATO**

PER IL SOLO SOVRACCARICO

Freccia limite = $1 / 300$ = **1,70 cm**

$f_{mezz} = 5/384 * F_{d,rara} * L^4 / (EJ) = \mathbf{0,90}$ cm **VERIFICATO**

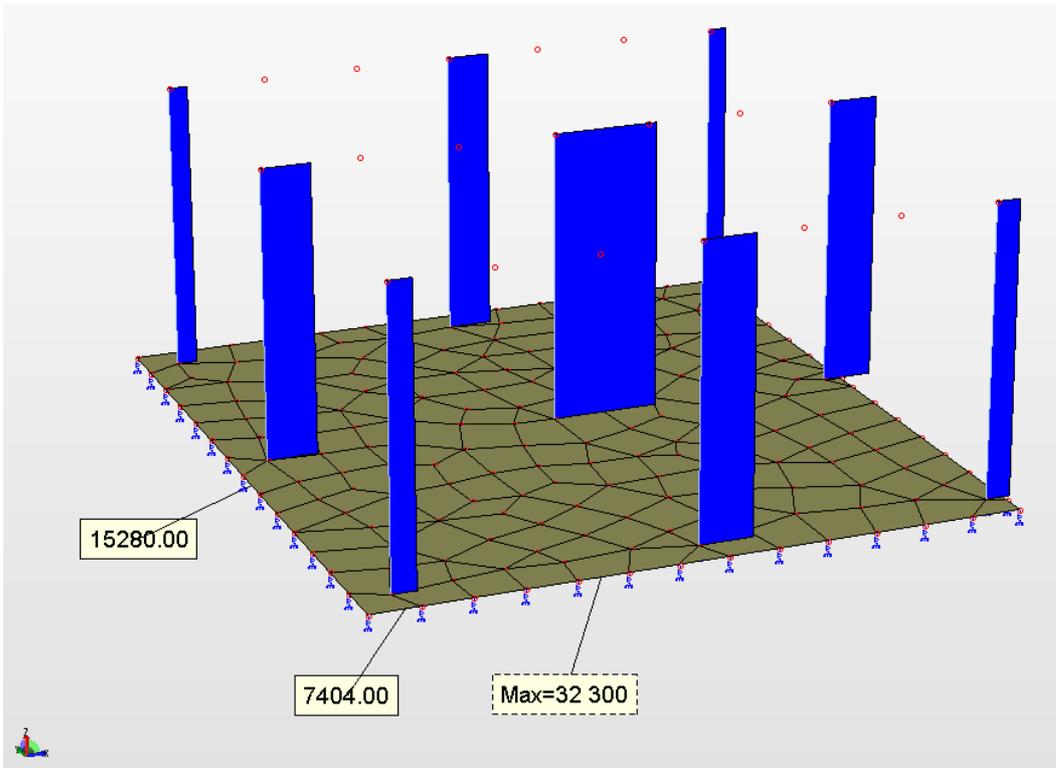
6.1.2 Lamiera grecata collaborante

CALCOLO SOLAIO IN LAMIERA GRECATA COLLABORANTE			
I materiali utilizzati sono: 1- lamiera in Acciaio zincato qualità S280GD - UNI EN 10346:2009 2 - c.l.s. di Classe minima C 25/30 3 - inerti con pezzatura non superiore a 18 mm 4 - acciaio aggiuntivo e rete elettrosaldata B450C			
CARATTERISTICHE SOLETTA			
Tipo lamiera:	A55/P 750 S100		
Resistenza di calcolo lamiera	2500 Kg/cmq		
Spessore caldana	4,5 cm		
Altezza lamiera	5,5 cm		
Altezza totale soletta	10,0 cm		
Resistenza caratteristica cls	300 Kg/cmq		
Peso specifico c.l.s.	2500 Kg/mc		
Luce massima tra gli appoggi	2,00 m		
Schema di calcolo	Travata singola		1
N.B. - viene condotta la verifica a soli momenti positivi pari a: $M=q*L^2/8$ nel caso di travata singola ed $M=q*L^2/10$ nel caso di travata continua			
<i>Analisi dei carichi escluso peso proprio (per mq di soletta)</i>			
sovraccarico permanente	250 Kg/mq		
sovraccarico accidentale	500 Kg/mq		
	totale	750 Kg/mq	
carico mezzi d'opera 1 ^a fase	150 Kg/mq		
Armatura aggiunt. inf. nei travetti:	n	Ø	h
	(mm)		(cm)
omogeneizzazione:	Af (cmq/m)		
	15		
N.B. - h = distanza del baricentro del tondino dal bordo compresso			
Diametro e passo rete elettr. sup.	Ø	p	c
	(mm)		(cm)
omogeneizzazione:	Af (cmq/m)		
	8	20	2,5
N.B. - p=passo della rete; c=copriferro			
Coefficiente di omogeneizzazione lamiera	10		
			

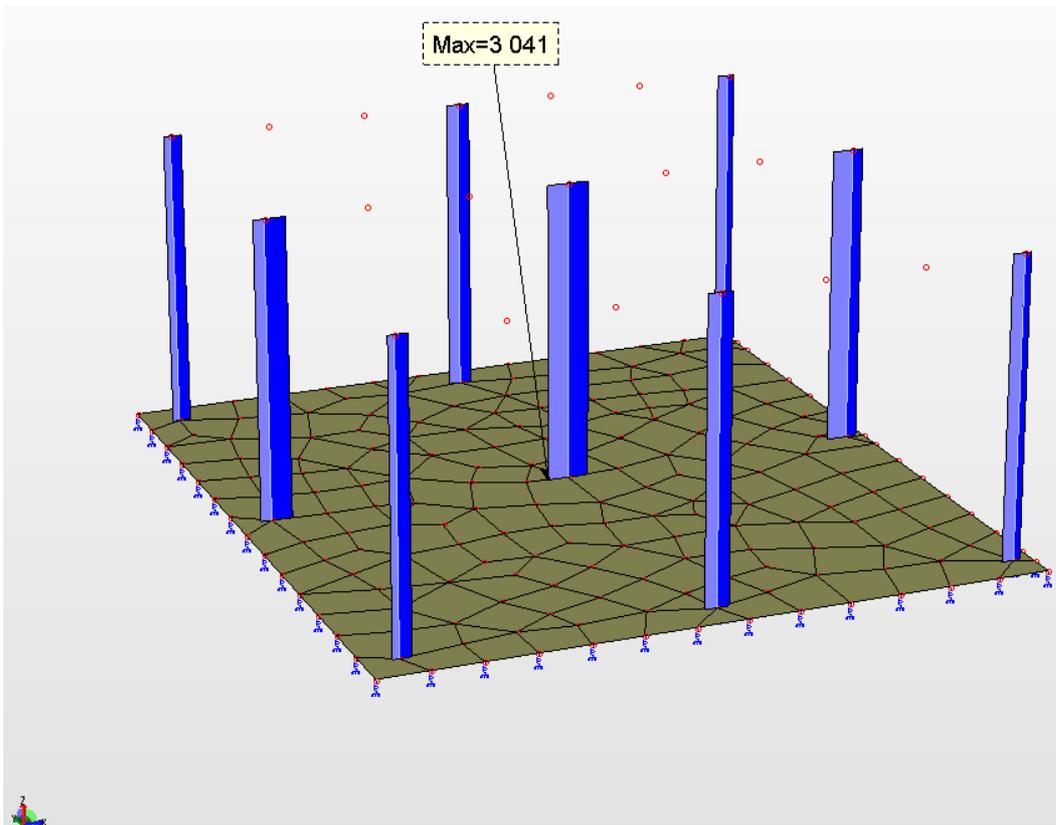
CALCOLO SOLLECITAZIONI			
Caratteristiche geometriche della lamiera grecata:			
Larghezza singolo pannello	750,0 mm		
numero moduli per pannello	2		
Interasse moduli	375,0 mm		
larghezza sagoma superiore	175,0 mm		
larghezza sagoma inferiore	173,4 mm		
altezza lamiera	55,0 mm		
Caratteristiche statiche lamiera grecata (al mq)			
Spessore della lamiera	mm	1,00	
Peso della lamiera	Kg/mq	10,46	
Area della sezione	cmq/m	13,33	
Momento d'inerzia ridotto	cm ⁴	74,65	
Distanza baricentro dal bordo inf.	cm	2,60	
Modulo di resistenza superiore	cm ³	23,30	
Modulo di resistenza inferiore	cm ³	30,10	
caratteristiche statiche sezione composta			
Altezza complessiva soletta	cm	10,00	
Peso soletta	Kg/mq	192,42	
Coefficiente di omogeneizzazione lamiera		10	
Posizione asse neutro	cm	3,24	
Momento d'inerzia totale della sezione	cm ⁴	4186,87	
Modulo di resistenza superiore	cm ³	1290,84	
Modulo di resistenza inferiore	cm ³	619,68	
VERIFICHE:			
1 ^a fase - il c.l.s. non ha ancora fatto presa - peso proprio + mezzi d'opera			
q_d' =	475,14 Kg/m		
Mmax=	237,57 Kgm/m		
Tmax=	475,14 Kg/m		
tens. bordo sup. lamiera	1019,62 Kg/cmq		compressione
tens. bordo inf. Lamiera	789,27 Kg/cmq		trazione
abbassamento (esercizio)	0,631441 cm	=L/316	(max L/250)
2 ^a fase - sezione mista- carico perm. + accidentale - mezzi d'opera			
q_d'' =	850,00 Kg/m		
Mmax=	425,00 Kgm/m		
Tmax=	850,00 Kg/m		
tens. nel cls.	32,92 Kg/cmq		
tens. bordo inf. lamiera	685,83 Kg/cmq		trazione
abbassamento	0,135661 cm	=L/1474	(max L/500)
tensioni compressive:		f_k/γ	
c.l.s.	32,92 Kg/cmq	141,10	VERIFICATO Cf=0,23
lamiera	1475,11 Kg/cmq	2381	VERIFICATO Cf=0,62
VERIFICA DI DEFORMABILITA' (STATO LIMITE DI ESERCIZIO)			
Per il carico totale	0,150411 cm	=L/1329	(max L/250) VERIFICATO
Per il solo sovraccarico	0,079801 cm	=L/2506	(max L/350) VERIFICATO
SEZIONE VERIFICATA			

6.1.3 Piastra di attacco base dei pilastri

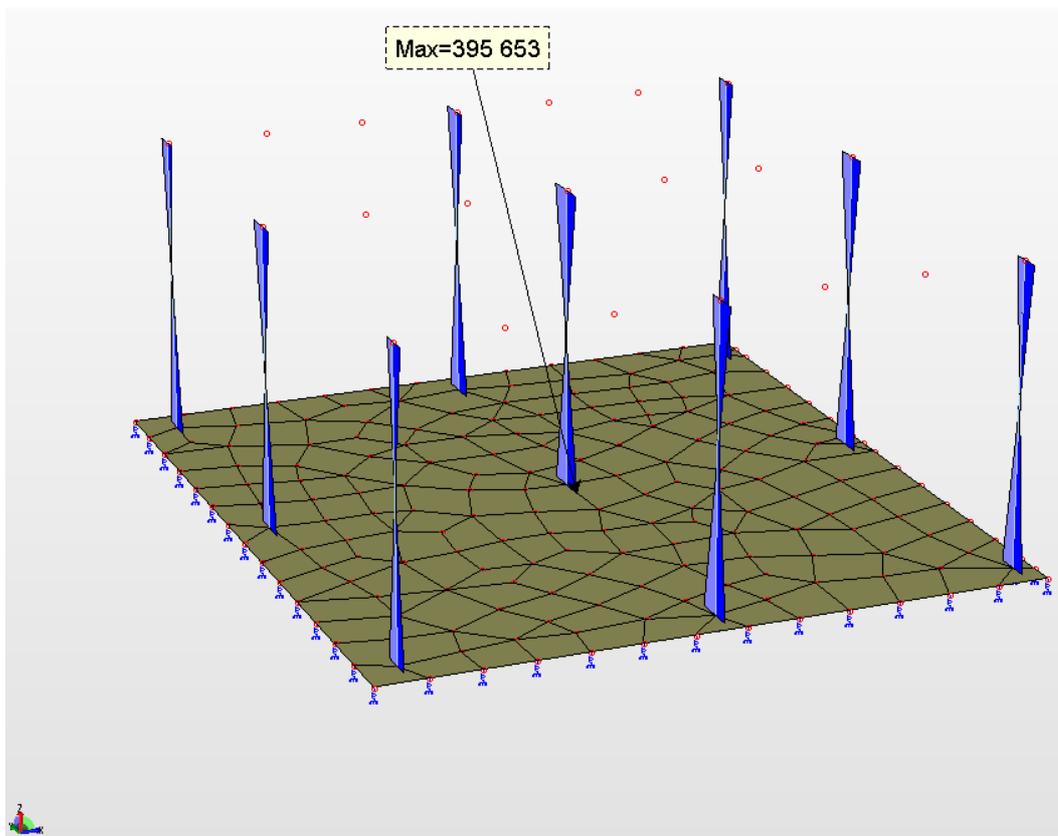
Sforzo Normale (daN)



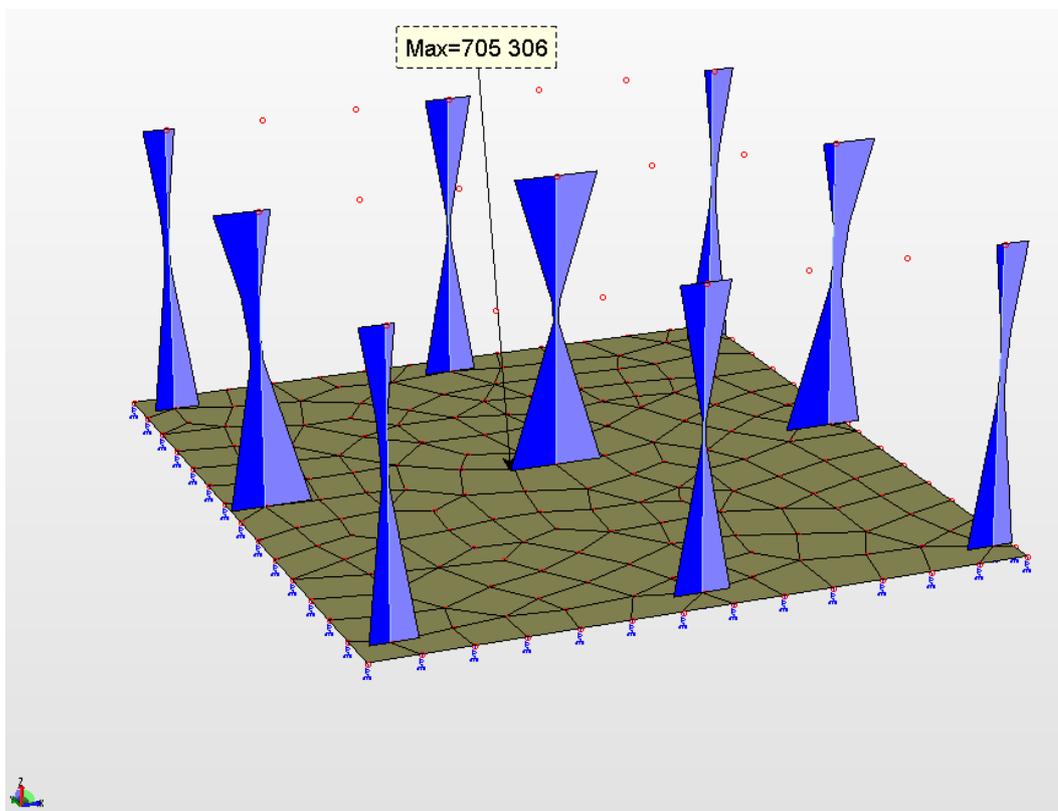
Taglio (daN)



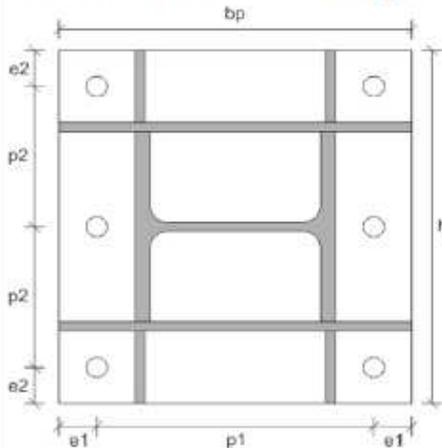
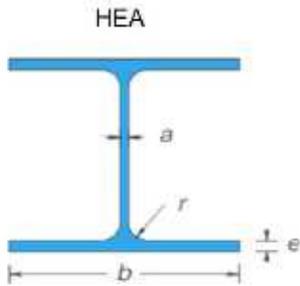
Momento flettente My (daN cm)



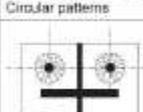
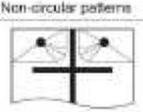
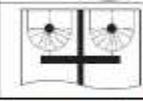
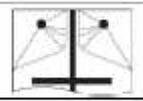
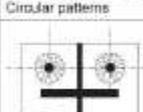
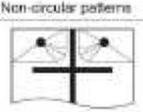
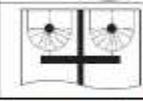
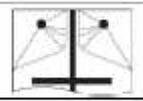
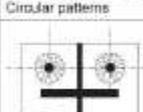
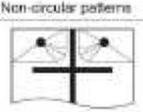
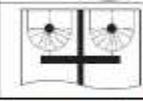
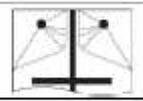
Momento flettente Mz (daN cm)



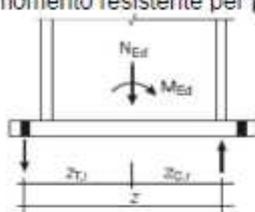
ATTACCO PILASTRO IN FONDAZIONE	
(NTC18 e EN 1993-1-8)	
Caratteristiche Colonna	
Tipo profilo	HEA 220
Classe acciaio	S355
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk} 355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{tk} 510 [N/mm ²]
	h 210 [mm]
	b 220 [mm]
	a 7 [mm]
	e 11 [mm]
	r 18 [mm]
	Peso 50,5 [kg/m]
	Area 64,34 [cm ²]
	Area Ala 2420 [mm ²]
	Area Anima 1594 [mm ²]
	Momenti di inerzia J_x 5410 [cm ⁴]
	J_y 1955 [cm ⁴]
	Moduli di resistenza elastici W_{ex} 515,2 [cm ³]
	W_{ey} 177,7 [cm ³]
	Raggi di inerzia i_x 9,17 [cm]
	i_y 5,51 [cm]
	Moduli di resistenza plastici W_{px} 568,5 [cm ³]
	W_{py} 270,6 [cm ³]
Caratteristiche piastra di base	
Tipo di acciaio della piastra	S355 [-]
Valore di snervamento dell'acciaio della piastra	f_{yk} 355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della piastra	f_{tk} 510 [N/mm ²]
	Spessore della piastra t_p 15 [mm]
	Larghezza della piastra b_p 400 [mm]
	Altezza della piastra h_p 400 [mm]
	Spessore degli irrigidimenti t_i 10,0 [mm]
	Distanza dal bordo verticale e_1 35 [mm]
	Distanza dal bordo orizzontale e_2 35 [mm]
	Passo bulloni esterni p_1 330 [mm]
	Passo bulloni interni p_2 330 [mm]
	Saldature a cordone d'angolo
	Altezza di gola degli irrigidimenti a_i 7,1 [mm]
	Altezza di gola anima della colonna a_w 4,9 [mm]
	Altezza di gola ala della colonna a_r 7,8 [mm]
Caratteristiche dei tirafondi	
Numero di bulloni per lato	2 [-]
Numero totali di bulloni	n_b 4 [-]
Diametro nominale	d 16 [mm]
Classe dei tirafondi	Classe 8,8 [-]



Caratteristiche del Calcestruzzo di base			
Classe di resistenza			C 28/35 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione		<i>f_{ck}</i> :	28 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione		<i>f_{cd}</i> :	15,8 [N/mm ²]
Forze sollecitanti			
	N_{max}	N_{min}	M_{max}
<i>N_{Ed}</i> (Sforzo assiale, negativo se di compressione)	-350	-74	[kN]
<i>M_{Ed}</i> (Momento flettente)	70	40	[kNm]
<i>V_{Ed}</i> (Azione tagliante)	30	20	[kN]
<i>M_{t,Ed}</i> (Momento torcente)			[kNm]
VERIFICA DEI TIRAFONDI A TAGLIO E TRAZIONE			
La verifica dei bulloni soggetti sia a taglio che trazione risulta soddisfatta se vale la seguente disequazione:			
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1.0$			
Azioni complessive agenti sui bulloni di estremità:			
Sforzo normale (negativo se di compressione)	<i>N_{Ed}</i> = <i>N_{Ed}</i>		0 [kN]
Azione di trazione derivante dal momento flettente	<i>M_{Ed}</i> = <i>M_{Ed}</i> /D ₂		0 [kN]
Azione assiale sulla fila di bulloni (positiva se di trazione)	<i>F_{t,Ed}</i> = <i>N_{Ed}</i> / 2 + <i>M_{Ed}</i>		0 [kN]
Azioni perpendicolari all'asse della colonna (taglio)	<i>V_{Ed}</i> = <i>V_{Ed}</i>		0,00 [kN]
Azione complessiva tagliante	<i>F_{v,Ed}</i> = <i>V_{Ed}</i>		0,00 [kN]
Resistenza a taglio e trazione dei bulloni (Tirafondi)			
Valore di snervamento dell'acciaio dei tirafondi	<i>f_{yk}</i>		640 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio dei tirafondi	<i>f_{ub}</i>		800 [N/mm ²]
Area della porzione filettata del gambo del bullone	<i>A_s</i>		157 [mm ²]
Diametro foro	<i>d_o</i>		17 [mm]
Diametro rondella	<i>d'_o</i>		26 [mm]
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni tese forate	γ_{M2}		1,25 [-]
Resistenza a taglio singolo bullone	<i>F_{v,Rd}</i> = (0,6· <i>f_{ub}</i> · <i>A_n</i>)/ γ_{M2}		60,29 [kN]
Resistenza a taglio complessiva	<i>F_{v,Rd}</i> = <i>n_b</i> ·(0,6· <i>f_{ub}</i> · <i>A_n</i>)/ γ_{M2}		241,16 [kN]
Resistenza a trazione singolo bullone	<i>F_{t,Rd}</i> = (0,9· <i>f_{ub}</i> · <i>A_n</i>)/ γ_{M2}		90,43 [kN]
Resistenza a trazione complessiva sulla fila di bulloni	<i>F_{t,Rd}</i> = <i>n_b</i> ·(0,9· <i>f_{ub}</i> · <i>A_n</i>)/ γ_{M2}		180,86 [kN]
Verificato che :	$F_{t,Ed}/F_{t,Rd} = 0 \leq 1$		
Si verifica che i bulloni resistano all'azione combinata di taglio e trazione come sopra indicato:			
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} = 0,416 \leq 1 \Rightarrow$			Verifica soddisfatta ✓
			Cond. car. peggiore Nmin
RESISTENZA A TRAZIONE ELEMENTO TIRAFONDO-CLS			
L'ancoraggio con la fondazione in calcestruzzo viene garantito dal piatto di contrasto o dall'aderenza tra la barra del tirafondo sagomata ad uncino e il calcestruzzo. La lunghezza d'ancoraggio, atta a garantire una adeguata aderenza, determina una resistenza a trazione dell'elemento tirafondo-cls.			
Resistenza a trazione caratteristica del cls.	<i>f_{ctk}</i>		1,94 [N/mm ²]
Tensione ultima di aderenza pari a <i>f_{bd}</i> =2,25· <i>f_{ctk}</i> / γ_c con γ_c pari a 1.5	<i>f_{bd}</i>		2,90 [N/mm ²]
ϕ è il diametro del tirafondo	ϕ		16 [mm]
Lunghezza di ancoraggio per resistenza massima bullone	<i>l_{b,min}</i>		619 [mm]
Lunghezza di ancoraggio effettiva utilizzata	<i>l_{b,eff}</i>		450 [mm]
Resistenza a trazione tirafondo-cls senza piatto di contrasto	<i>F_{t,Rd}</i> = <i>l_b</i> · π · ϕ · <i>f_{bd}</i>		65,70 [kN]
Resist. a traz. con piatto di contr. quadr. L= 100 [mm]	<i>F_{t,Rd}</i> = <i>A_c</i> · <i>f_{bd}</i>		464,47 [kN]
Resistenza a trazione singolo bullone	<i>F_{t,Rd}</i> = (0,9· <i>f_{ub}</i> · <i>A_n</i>)/ γ_{M2}		90,43 [kN]
Resistenza a trazione elemento tirafondo-cls	<i>F_{t,bullone,Rd}</i> = Min(<i>F_{t,Rd}</i> , <i>F_{t,Rd}</i>)		90,43 [kN]
<i>F_{singolo tirafondo}</i> = 42,11 kN	<i>l_R</i> = 0,47	\Rightarrow	Verifica soddisfatta ✓

VERIFICHE							
Calcolo della resistenza a pura compressione:							
La resistenza a compressione degli elementi T-stub equivalenti, trascurando il contributo della parte di calcestruzzo posta al di sotto dell'anima della colonna, risulta essere pari a:							
$N_{c,Rd} = -2 \cdot F_{c,Rd} = -2 \cdot [(b_p + 2 \cdot c) \cdot (t_{ec} + 2c)] \cdot f_{cd}$							
dove:							
b_p è la larghezza dell'ala della colonna							
t_{ec} è lo spessore dell'ala della colonna							
f_{cd} è la tensione resistente di contratto (assunta pari a f_{cd})							
c è la zona di contatto supplementare							
$c = t_p \cdot \left[\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{M0}} \right]^{-0.5}$							
dove:							
t_p è lo spessore della piastra di base							
f_{yk} è la resistenza allo snervamento dell'acciaio della piastra di base							
γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza del materiale = 1.05							
c	40,06 [mm]						
Resistenza a pura compressione (negativa per convenzione)	$N_{c,Rd}$ -1382,45 [kN]						
Calcolo della resistenza a trazione pura:							
La resistenza a trazione pura della piastra di base viene calcolata con riferimento al metodo degli elementi T-stub equivalenti, facendo riferimento a due soli meccanismi di collasso: snervamento della piastra di base; rottura dei tirafondi a trazione							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Circular patterns</th> <th>Non-circular patterns</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>  <p>Circular yielding $f_{t,cp} = 2 \cdot m_3$</p> </td> <td>  <p>Corner yielding $f_{t,cc} = \alpha \cdot m_3 - (2m_1 + 0.625e) + e_x$</p> </td> </tr> <tr> <td>  <p>Individual end yielding $f_{t,cp} = m_3 + 2e_x$</p> </td> <td>  <p>Corner yielding away from the stiffener/flange (m, large) $f_{t,cc} = 2m_1 + 0.625e + e_x$</p> </td> </tr> </tbody> </table>	Circular patterns	Non-circular patterns	 <p>Circular yielding $f_{t,cp} = 2 \cdot m_3$</p>	 <p>Corner yielding $f_{t,cc} = \alpha \cdot m_3 - (2m_1 + 0.625e) + e_x$</p>	 <p>Individual end yielding $f_{t,cp} = m_3 + 2e_x$</p>	 <p>Corner yielding away from the stiffener/flange (m, large) $f_{t,cc} = 2m_1 + 0.625e + e_x$</p>	
Circular patterns	Non-circular patterns						
 <p>Circular yielding $f_{t,cp} = 2 \cdot m_3$</p>	 <p>Corner yielding $f_{t,cc} = \alpha \cdot m_3 - (2m_1 + 0.625e) + e_x$</p>						
 <p>Individual end yielding $f_{t,cp} = m_3 + 2e_x$</p>	 <p>Corner yielding away from the stiffener/flange (m, large) $f_{t,cc} = 2m_1 + 0.625e + e_x$</p>						
Percorsi di snervamento circolare:							
	$m_3 = (h_p - b - 2t_f) / 2 - e - 0,8 \cdot a_y \cdot \sqrt{2}$ 37,00 [mm]						
	$m_x = (b_p - h) / 2 - e_x - 0,8 \cdot a_y \cdot \sqrt{2}$ 52,00 [mm]						
	$e = e_2$ 35 [mm]						
	$e_x = e_1$ 35 [mm]						
	$L'_{eff,cp} = 2 \cdot p - m_3$ 232,49 [mm]						
	$L''_{eff,cp} = p - m_3 + 2 \cdot e_x$ 186,24 [mm]						
	$L'''_{eff,cp} = 2 \cdot p - m_x$ 326,73 [mm]						
Lunghezza efficace per percorsi circolari	$L_{eff,cp} = \min [L'_{eff,cp} ; L''_{eff,cp} ; L'''_{eff,cp}]$ 186,24 [mm]						
Percorsi di snervamento non circolare:							
	$m_1 = m_x$ 52,00 [mm]						
	$\lambda_1 = m_3 / (m_3 + e)$ 0,51 [-]						
	$\lambda_2 = m_x / (m_3 + e)$ 0,72 [-]						
Coefficiente di irrigidimento (fig. 6.11 UNI EN 1993-1-8-2005)	α 5,32 [-]						
	$L'_{eff,np} = \alpha \cdot m_3 - (2 \cdot m_3 + 0,625 \cdot e) + e_x$ 136,05 [mm]						
	$L''_{eff,np} = 4 \cdot m_1 + 1,25 \cdot e_x$ 251,75 [mm]						
Lunghezza efficace per percorsi non circolari	$L_{eff,np} = \min [L'_{eff,np} ; L''_{eff,np}]$ 136,05 [mm]						
Lunghezza efficace dell'elemento T-sub	$L_{eff} = \min [L_{eff,cp} ; L_{eff,np}]$ 136,05 [mm]						
Momento resistente plastico della piastra riferito alla fila esterna di bulloni							
	$M_{pl,1,Rd} = (0,25 \cdot L_{eff} \cdot t_p^2 \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0}$ 2,59 [kNm]						
	$F'_{T,Rd} = (2 \cdot M_{pl,1,Rd}) / m_3$ 139,85 [kN]						
	$F''_{T,Rd} = n_{b,ng} \cdot F_{t,bulone,Rd}$ 180,86 [kN]						
Resistenza a trazione dell'elemento T-stub equivalente che modella la piastra nervata							
	$F_{T,Rd} = \min [F'_{T,Rd} ; F''_{T,Rd}]$ 139,85 [kN]						
Resistenza complessiva a trazione pura	$N_{T,Rd} = 2 \cdot F_{T,Rd}$ 279,703 [kN]						

Calcolo della resistenza a flessione pura:
 Il momento resistente per pura flessione si determina con riferimento alla distanza "z"



$z_{Tj} = b_p/2 - e_1$	165 [mm]
$z_{C,r} = h/2 - t/2$	99,5 [mm]
$z = z_{Tj} + z_{C,r}$	264,5 [mm]

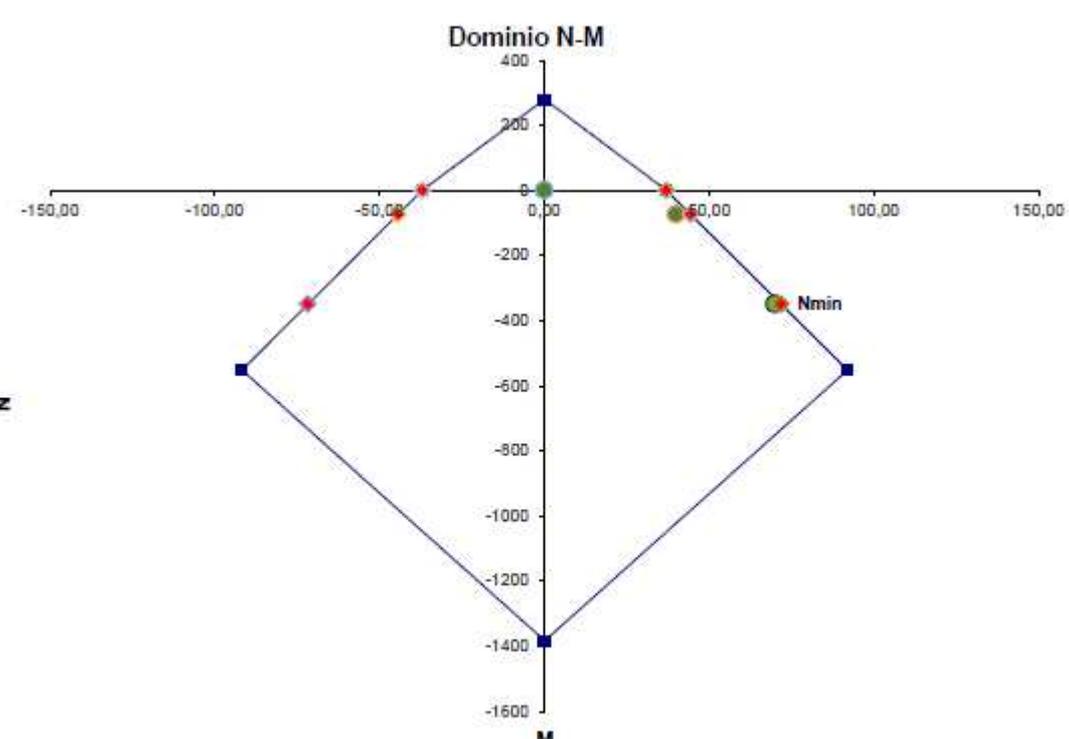
dove t è lo spessore dell'ala del profilo

Resistenza complessiva a flessione pura $M_{0,Rd} = \min [F_{T,Rd} \cdot z ; |N_{C,Rd}| \cdot z]$ **36,99 [kNm]**

Verifica della piastra a pressoflessione
 Si procede determinando il dominio di resistenza $N_{Rd}-M_{Rd}$ della connessione e si verifica che la coppia di progetto $N_{ED}-M_{ED}$ ricada al suo interno

<p><u>Punto 1 (pura trazione)</u> $N_{1,Rd} = N_{T,Rd} = 279,71 \text{ kN}$ $M_{1,Rd} = 0$</p>	<p><u>Punto 2 e 2' (pura-flessione)</u> $N_{2,Rd} = N_{2',Rd} = 0$ $M_{2,Rd} = M_{0,Rd} = 36,99 \text{ kNm}$ $M_{2',Rd} = -M_{0,Rd} = -36,99 \text{ kNm}$</p>
<p><u>Punto 3 e 3' (presso-flessione)</u> $N_{3,Rd} = N_{3',Rd} = F_{C,Rd} + F_{T,Rd} = -551,4 \text{ kN}$ $M_{3,Rd} = F_{C,Rd} \cdot z_{C,r} + F_{T,Rd} \cdot z_b = 91,85 \text{ kNm}$ $M_{3',Rd} = -(F_{C,Rd} \cdot z_{C,r} + F_{T,Rd} \cdot z_b) = -91,85 \text{ kNm}$</p>	<p><u>Punto 4 (pura compressione)</u> $N_{4,Rd} = N_{C,Rd} = -1382,45 \text{ kN}$ $M_{4,Rd} = 0$</p>

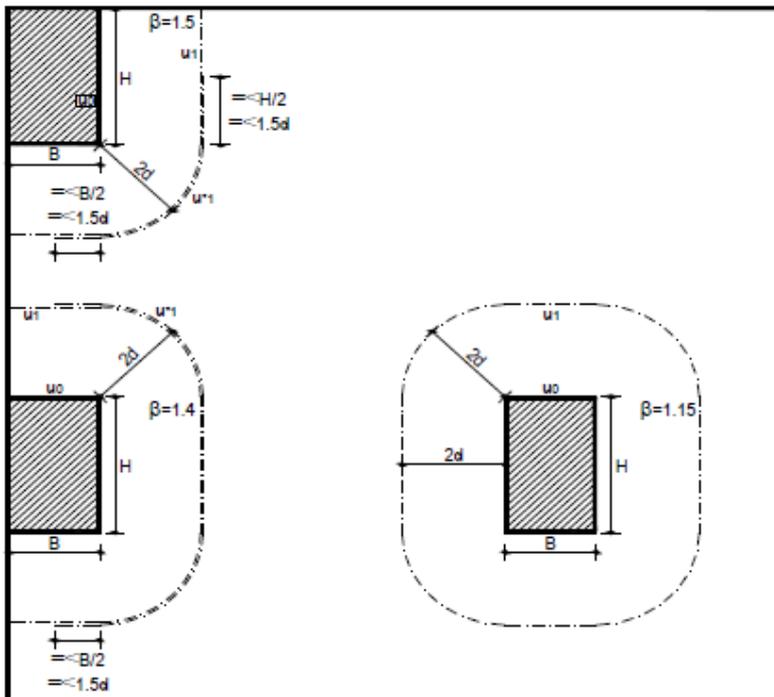
Domino di resistenza della piastra



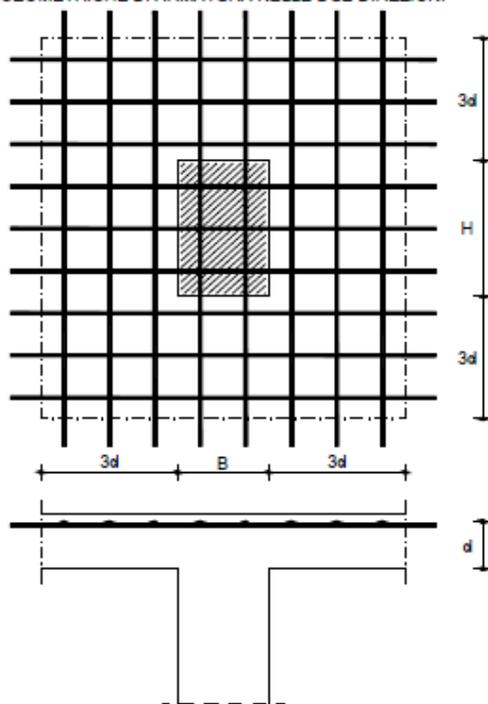
La coppia di azioni, N_{ed} e M_{ed} , di progetto ricadono all' interno del dominio delle resistenze

<p>Verifica delle saldature</p> <p>Si assume l'ipotesi che il momento e la forza assiale vengano assorbiti integralmente dalle ali mentre il taglio compete all'anima. Si eseguiranno saldature a cordone d'angolo</p>
<p>Ala :</p> <p>Poiché la forza di compressione eccede il 5% della resistenza plastica della sezione trasversale della colonna è necessario tenerla in conto ai fini delle verifiche di resistenza:</p> $N_{pl,Rd,c} = A_c \cdot f_{yw} / \gamma_{m0} = 2175,3 \text{ kN}$ $N_{5\%,Rd} = 0,05 \cdot N_{pl,Rd,c} = 108,8 \text{ kN}$ <p>La forza agente sulle saldature d'ala risulta, quindi, essere pari a:</p> $F_{W,Ed,ala} = 526,76 \text{ kN}$ <p>La lunghezza del cordone d'angolo della singola ala è pari a:</p> $L_{eff} = 397 \text{ mm}$ <p>La resistenza di calcolo della saldatura vale $F_{W,Rd} = a_f \cdot L_{eff} \cdot f_{t,w,d}$ dove $f_{t,w,d} = f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2})$ dove si ha che f_{tk} è la resistenza a trazione dell'elemento più debole γ_{m2} è il coefficiente di sicurezza pari a 1.25 e β_w è un coefficiente di riduzione variabile in funzione del tipo di acciaio</p> <p>$F_{W,Rd,ala} = 970,46 \text{ kN} \implies F_{W,Rd,ala} > F_{W,Ed,ala} \implies$ Verifica soddisfatta ✓</p> <p>tasso di lavoro delle saldature d'ala = $(F_{W,Ed,ala} / F_{W,Rd,ala})$ 0,54 < 1</p>
<p>Anima :</p> <p>Analogamente a quanto fatto per le saldature d'ala si ricava la resistenza di calcolo delle saldature d'anima e la si confronta con il valore dell'azione tagliante.</p> $F_{W,Ed,anima} = 30,00 \text{ kN}$ <p>La lunghezza del cordone d'angolo dell'anima è pari a:</p> $L_{eff} = 304 \text{ mm}$ <p>La resistenza di calcolo della saldatura vale $F_{W,Rd} = a_f \cdot L_{eff} \cdot f_{t,w,d}$ dove $f_{t,w,d} = f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2})$ dove si ha che f_{tk} è la resistenza a trazione dell'elemento più debole γ_{m2} è il coefficiente di sicurezza pari a 1.25 e β_w è un coefficiente di riduzione variabile in funzione del tipo di acciaio</p> <p>$F_{W,Rd,anima} = 472,90 \text{ kN} \implies F_{W,Rd,an} > F_{W,Ed,an} \implies$ Verifica soddisfatta ✓</p> <p>tasso di lavoro delle saldature d'anima = $(F_{W,Ed,an} / F_{W,Rd,an})$ 0,06 < 1</p>

6.1.4 Verifica a punzonamento platea di fondazione



STRISCE DI PIASTRA SULLE QUALI CALCOLARE LE PERCENTUALI GEOMETRICHE DI ARMATURA NELLE DUE DIREZIONI



VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO PLINTO O PLATEA DI FONDAZIONE IN C.A.

Caratteristiche materiali

R _{ck}	35	N/mm ²	Y _{acciaio}	1,15	
Y _c	1,5		B450C	450	N/mm ²
f _{ck}	29	N/mm ²	f _{yd}	391,3	N/mm ²
f _{cd}	16,46	N/mm ²			

Sollecitazioni

N	350	kN	sforzo normale
M _{x-x}	70	kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
M _{y-y}	40	kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

Caratteristiche geometriche

B	400	mm	base pilastro	σ _{med,terreno}	0,05	N/mm ²
H	400	mm	altezza pilastro	a critico	2	d
s	500	mm	spessore soletta plinto/platea	V _{Rd,C-VEd}	0,32	N/mm ²
c	40	mm	copriferro della soletta piena del solaio			
d _x	452	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X			
d _y	436	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y			
d	444	mm	altezza utile media			

pilastro interno

u ₀	1600	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
u* ₁	7179	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2×d
u ₁	7179	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2×d
β	1,15		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

Armatura superiore in direzione x e y

A _{inf,x}	1Ø	16	passo	200	mm	ρ _{l,x}	0,0023
A _{inf,y}	1Ø	16	passo	200	mm	ρ _{l,y}	0,0023
ρ _l	0,0023		percentuale geometrica di armatura.				
k	1,67						

Calcolo a punzonamento lungo il perimetro del pilastro uo

$$V_{Ed,Rd} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 342 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = 0,55 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rd,max} = 4,12 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed} / v_{Rd,max} = 0,13$$

Verifica soddisfatta**Calcolo a punzonamento lungo il perimetro critico posto a distanza : $2 \times d$** Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza $2d$

$$V_{Ed,Rd} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 147 \text{ kN} \quad \text{Area } (2d) = 4058084 \text{ mm}^2$$

$$v_{Ed} = 0,05 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento senza armatura

$$v_{Rd,C} = 0,38 \text{ N/mm}^2 \quad \textbf{NON occorre armatura a taglio-punzonamento}$$

l'armatura a taglio-punzonamento dovrà assorbire la seguente tensione tangenziale:

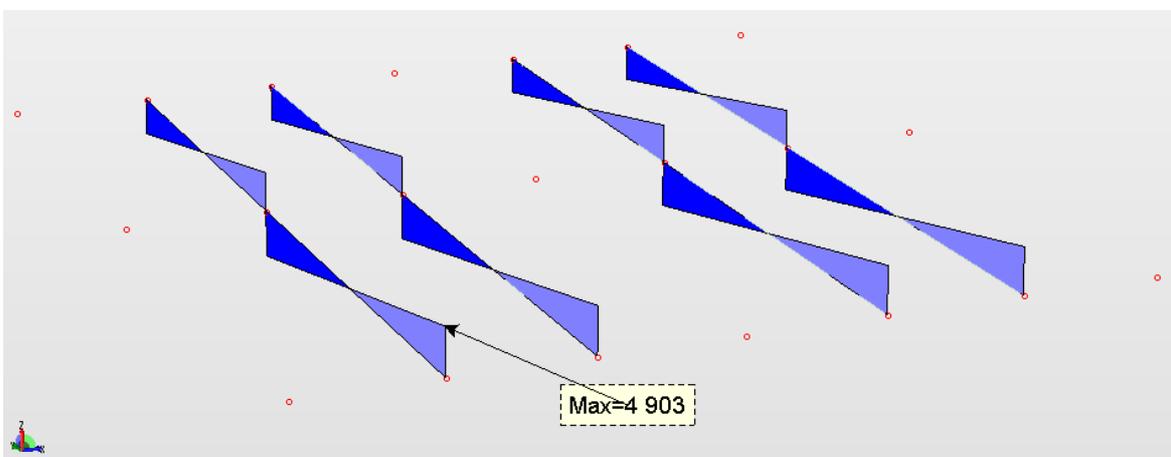
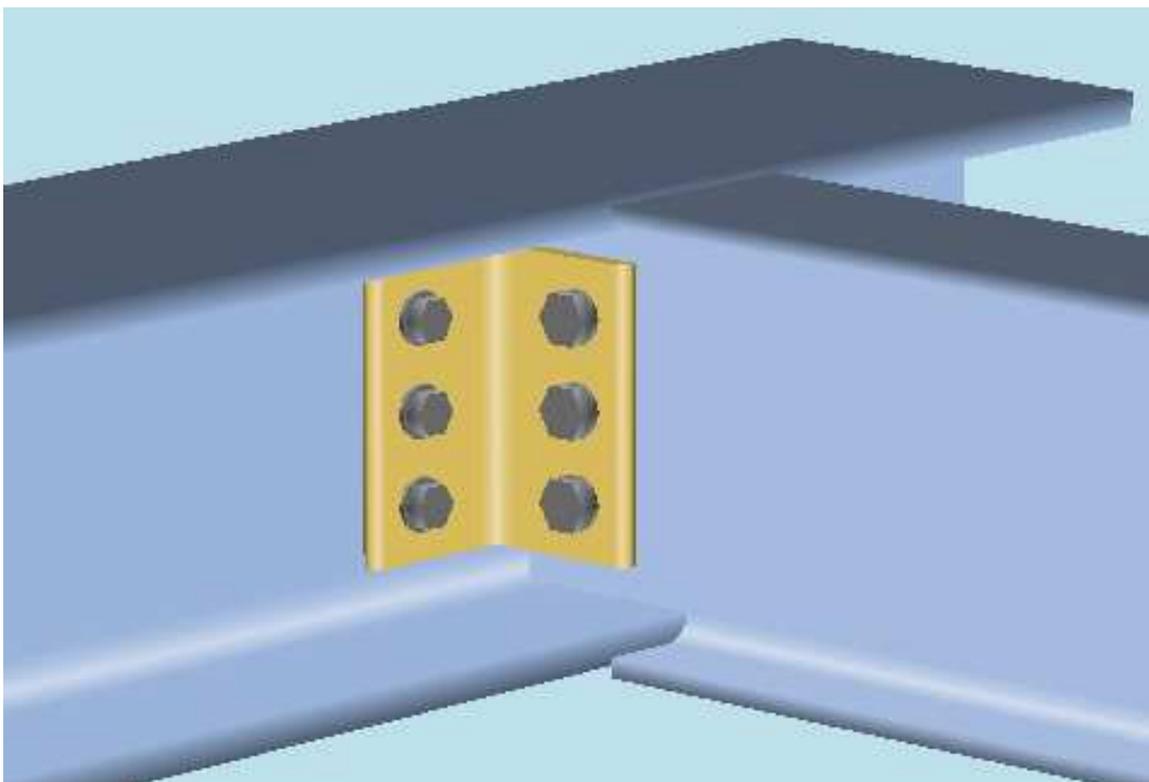
$$v_{Rd,CS} \geq v_{Ed} - 0,75 v_{Rd,C} = -0,23 \text{ N/mm}^2$$

resistenza di progetto efficace dell'armatura di taglio-punzonamento

$$f_{ywd,ef} = 361,00 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} / \gamma_a = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sw} / s_r \geq -3,03 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

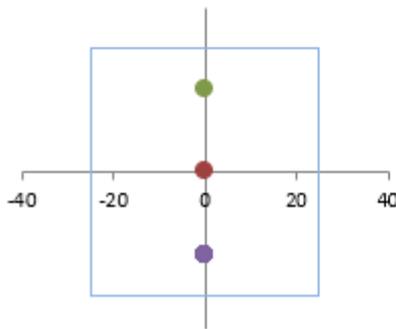
6.1.5 Bulloni giunto trave-trave



(Unità di misura : daN)

BULLONE	
D =	14 mm
d ₀ =	15 mm
d _m =	22 mm
Ares =	1,15 cm ²
Classe	10,9
sezioni resistenti	1
n° colonne (x)	1
n° file (y)	3
Parametri noti	
γ _{M2} =	1,25
coeff 1	0,5
f _{tb} =	10000 daN/cm ²

Posizione bulloni



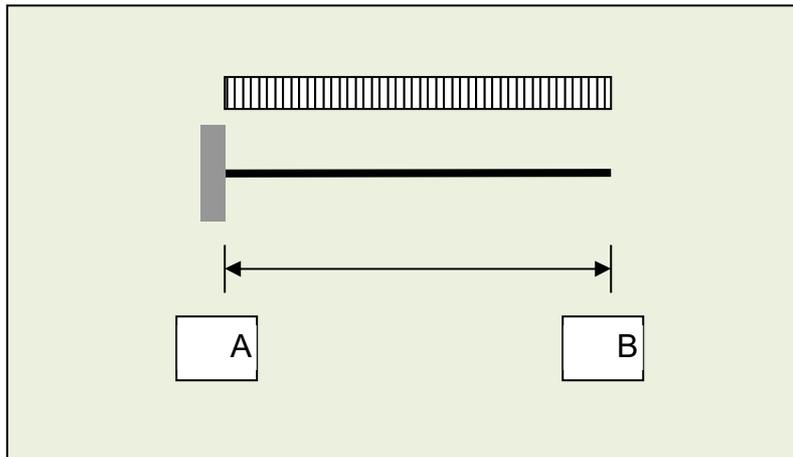
PIATTI	
Acciaio	S355
b =	50 mm
L =	150 mm
e ₁ =	25 mm
P ₁ =	50 mm
e ₂ =	25 mm
P ₂ =	60 mm
t _{min} =	8 mm
Parametri noti	
γ _{M0} =	1,1
γ _{M2} =	1,25
γ _s =	1,15
f _{tk} =	5100 daN/cm ²
f _{ty} =	3550 daN/cm ²
f _{td} =	3087 daN/cm ²

AZIONI AGENTI	
V _{Ed} =	4903 daN
F _{Ed} =	0 daN
M _{Ed} =	0 daN m

RESISTENZE DI PROGETTO	SOLLECITAZIONI
TAGLIO BULLONE F _{v,Rd} = 4600,0 daN	TAGLIO BULLONI F _{v,Sd} = 1634,3 daN OK ✓ Ir=0,36
TRAZIONE BULLONE F _{t,Rd} = 8280,0 daN	TRAZIONE BULLONI F _{t,Sd} = 0,0 daN OK ✓ Ir=0,00
PUNZONAMENTO PIATTO B _{p,Rd} = 13535,5 daN	PUNZONAMENTO PIATTO F _{t,Sd} = 0,0 daN OK ✓ Ir=0,00
RIFOLLAMENTO LAMIERA F _{b,Rd} = 6346,7 daN	RIFOLLAMENTO LAMIERA F _{b,Sd} = 4903,0 daN OK ✓ Ir=0,77
TRAZIONE E TAGLIO COMBINATA $\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} = 0,355$ $\frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} = 0,000$ $\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$ OK ✓ Ir=0,355	

6.2 Gradini a sbalzo della scala

La struttura è del tipo a gradini a sbalzo, il cui schema di calcolo è il seguente:



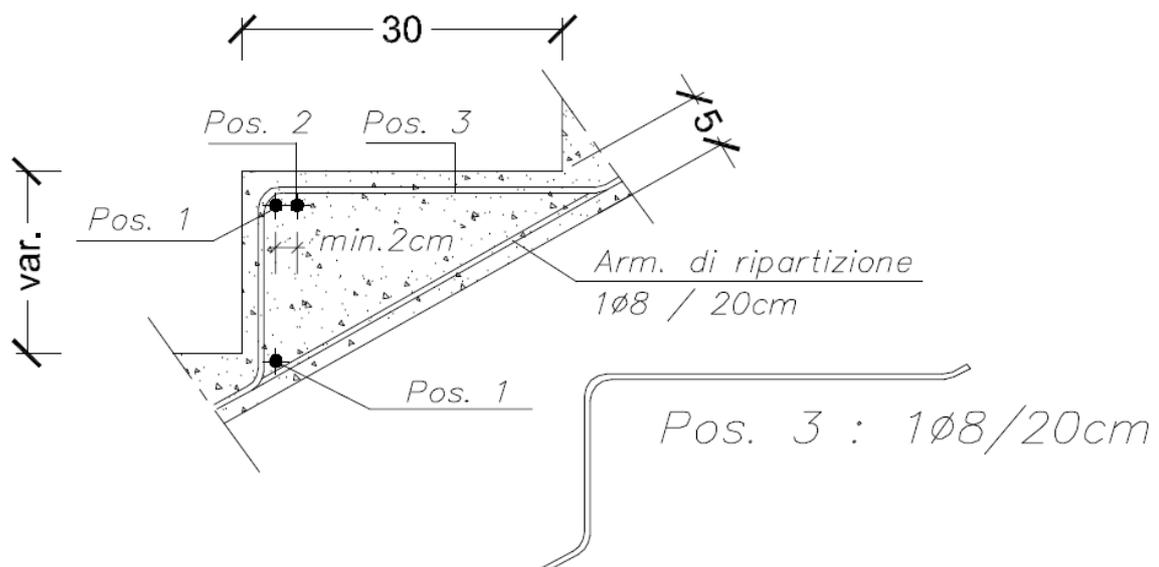
$L_{A-B,max} = 130cm$

Su ogni gradino:

$Q_d = (350 \times 1.3 + 200 \times 1.5 + 400 \times 1.5) \times 30/100 = 406 \text{ kg/ml}$

$M_{max} = 406 \times 1.30^2 / 2 = 343 \text{ Kgm}$

La verifica agli SLU comporta:



Titolo : **Gradino a sbalzo**

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
2	30,1	17
3	27,6	21,4
4	-2,4	21,4
5	-2,4	4,3
6	0	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,08	0	18
2	1,54	0	4

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

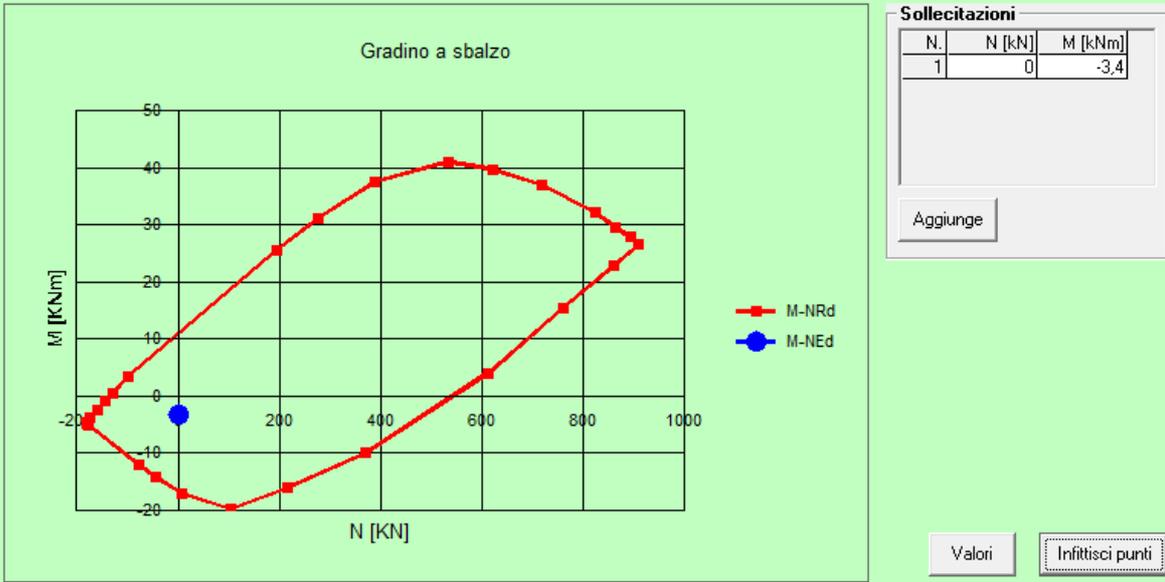
Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c **Riccardo Autieri (autieri@gnosis.it) ha eseguito l'accesso**
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
d cm
x **x/d**
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

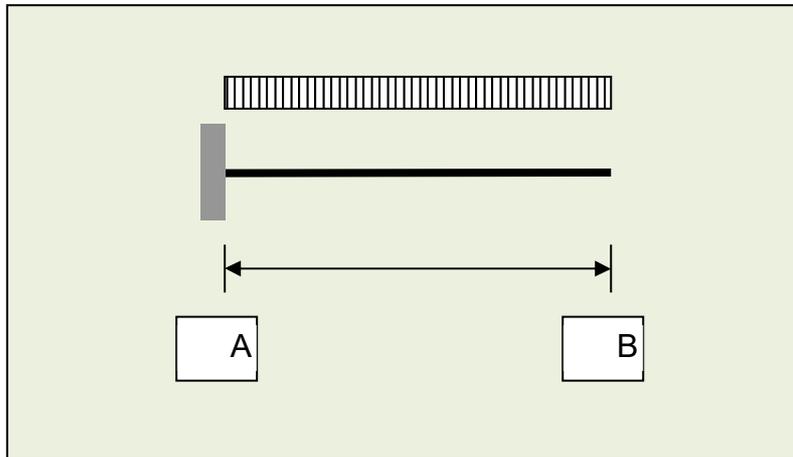
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso



6.3 Pianerottolo di arrivo della scala

La struttura è del pianerottolo è costituita da una soletta piena a sbalzo, il cui schema di calcolo è il seguente:



$$L_{A-B,max} = 130\text{cm}$$

Sulla soletta di larghezza 1m:

$$Q_{d,SLE} = (0.20 \times 2500 + 200 + 400) \times 1.00 = 1100 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{d,SLU} = (0.20 \times 2500 \times 1.3 + 200 \times 1.5 + 400 \times 1.5) \times 1.00 = 1550 \text{ kg/ml}$$

$$M_{max,SLU} = 1550 \times 1.30^2 / 2 = 1310 \text{ Kgm}$$

$$T_{max,SLU} = 1550 \times 1.30 = 2015 \text{ Kg}$$

La verifica agli SLU comporta:

Titolo: Soletta a sbalzo

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	15,39	3
2	7,70	17

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C30/37
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Parametri di progetto:
 N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Sollecitazioni:

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	-13,1

Aggiunge

Valori Infiltrisci punti

VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE ELEMENTI IN C.A.					
Sezione		Materiali		Azione assiale SLU	
b	100 cm	R _{ck}	37 Mpa	V _{sdu}	20,15 kN Taglio
h	20 cm	f _{yk}	382 MPa	T _{sdu}	0,00 kNm Torsione
c	3,0 cm	Fc	1,00	N _{sdu}	0 KN Sforzo N.
d	17,0 cm				

Armatura longitudinale a flessione

A_{sl,sup} 15,39 cm²
 A_{sl,inf} 7,70 cm²

NTC 2018 - TAGLIO			
γ _c =	1,50	γ _s =	1,15
f _{ctk} =	30,71 Mpa	f _{ywd} =	332,17 Mpa
f _{ctd} =	17,40 Mpa	σ _{cp} =	0,00
f' _{ctd} =	8,70 Mpa	α _{cc} =	1,000
A _{st}	0,00 cm ² /m		
A _{st,min}	15,00 cm ² /m		

Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO

k 2,00000
 ρ_l 0,00453 **Non è necessaria armatura a taglio**
 VRd1 **98,12 kN**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M _{Ed,caratt.}	9,3 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	64,07 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	41,03 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,9 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	45,3094391 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	45309,4391 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,03397 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,09 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000001 [-] 0,000123 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	14,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	172,05 [mm] 176,71 [mm]
Ampiezza delle fessure	w _k	0,0217 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,3 [mm]

7) CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

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).

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 al D.M. 14.01.2008. Agli effetti del dimensionamento e delle verifiche è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

7.1 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.

7.2 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.

7.3 Modello strutturale utilizzato nel codice di calcolo

7.3.1 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).

7.3.2 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.

7.3.3 Le sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia 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).

7.3.4 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.

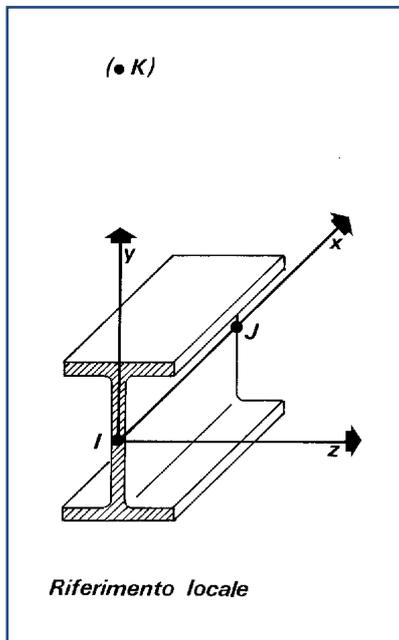
I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_x, f_y, f_z, f_v) e locali (f_x, f_y, f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_x, F_y, F_z, F_v) o locali (F_x, F_y, F_z), momenti concentrati riferiti agli assi locali (M_x, M_y, M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x, t_y, t_z), 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.

7.3.5 Gli elementi finiti

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

7.3.5.1 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.

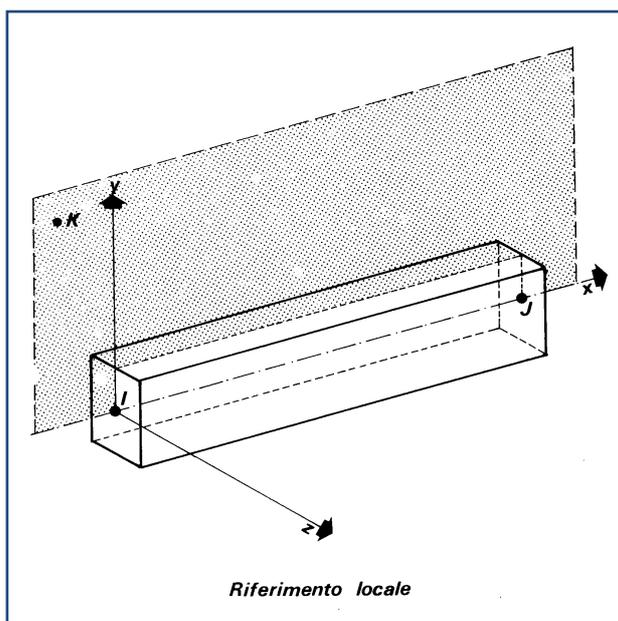
ρ . Densità di peso (peso per unità di volume).

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.

7.3.5.2 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 seguenti carichi:

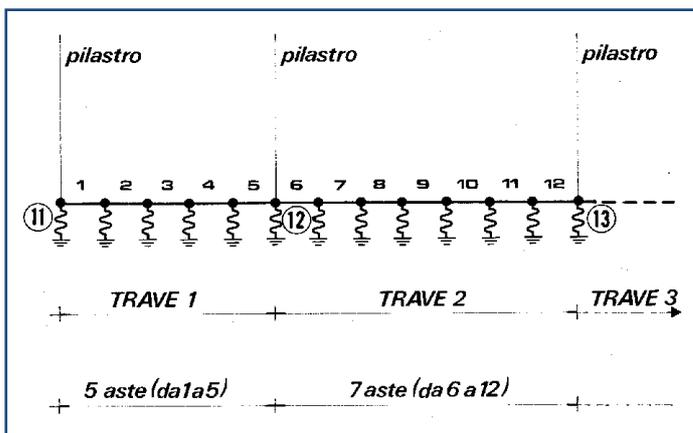
carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;

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.



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 elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidità 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 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

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_z, f_v, f_y . Inoltre accade che:
 $V_i=V_f; d_i=df=0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

7.3.5.3 Elemento SHELL (guscio)

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 rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, u_x, u_y, r_z , 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;

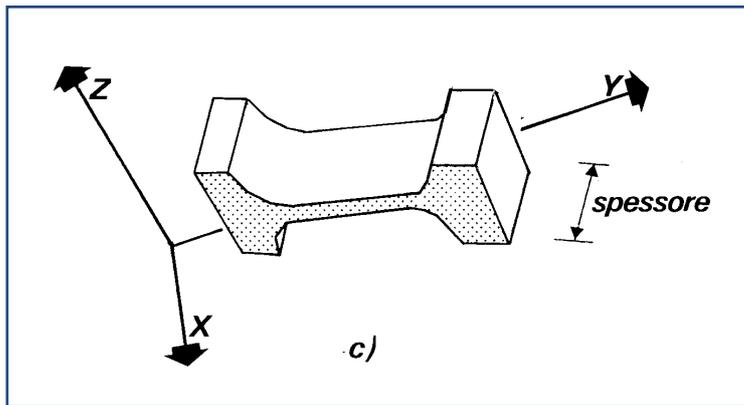
temperatura;

gradiente termico;

carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

7.3.5.4 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 assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale.



È 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 deformazione o assialsimmetrici 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.

7.3.5.5 Elemento BOUNDARY (vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità 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:

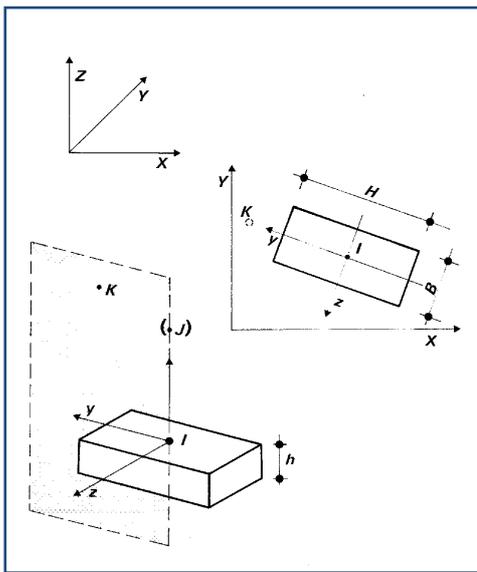
il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);

la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);

la rigidità (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F*L/rad$).

7.3.5.6 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).

7.4 Verifiche degli elementi della struttura principale in c.a.

Le NTC 2008 obbligano il progettista ad applicare la gerarchia delle resistenze (tranne eventualmente per le opere che ricadono nella cosiddetta zona 4 e per le strutture dotate di isolatori).

La gerarchia delle resistenze impone delle regole da rispettare per quanto riguarda la sequenza di verifica degli elementi strutturali: ad esempio il dimensionamento dei pilastri deve seguire quello delle travi.

Nelle NTC 2008 come altre norme analoghe (ad esempio Eurocodice 8) l'applicazione della gerarchia delle resistenze comporta di distinguere i criteri di dimensionamento per le varie tipologie strutturali. Ad ogni tipologia è associato un paragrafo specifico.

Osserviamo che le considerazioni che seguono riguardano le azioni sismiche e che il dimensionamento strutturale (verifica di resistenza) va comunque eseguito anche allo s.l.u. per le azioni statiche (non sismiche) e in condizioni di esercizio (stato limite di esercizio)

7.4.1 Pareti

Segnaliamo innanzitutto la definizione di parete riportata in nota al par. 7.4.3.1.:

⁴ Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

Anche per le pareti le sollecitazioni con cui vengono dimensionate (verificate) sono diverse da quelle che derivano dal calcolo strutturale.

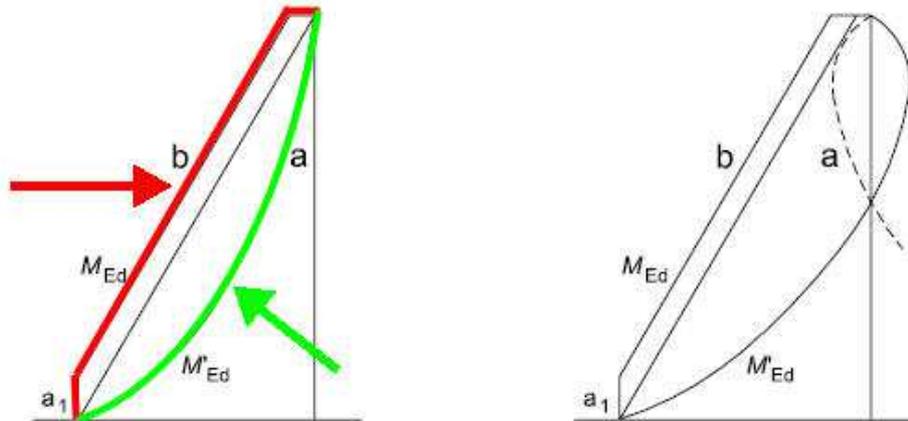
7.4.1.1 Determinazione dei momenti flettenti e verifica a presso flessione

La novità consiste principalmente nella determinazione di un momento flettente di verifica diverso da quello di calcolo. Il procedimento per determinare il momento di verifica è riassunto nella figura seguente, analogo a quello raccomandato dall'Eurocodice:

Involuppo di progetto dei momenti flettenti agenti su pareti snelle (a sinistra: sistemi a pareti; a destra: sistemi doppi)

Legenda

- a Diagramma del momento ottenuto dall'analisi
- b Involuppo di progetto
- a₁ Traslazione verticale (tension shift)



L'andamento dei momenti flettenti derivanti dal calcolo è evidenziato in verde, mentre in rosso è evidenziato il diagramma dei momenti che vanno utilizzati nella verifica dei setti/pareti.

Questa operazione richiede il riconoscimento della parete nel suo intero sviluppo verticale.

Determinato il momento di verifica la procedura di dimensionamento è la solita.

7.4.4.5.2.1 Presso-flessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD" B" e il 35% in CD" A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

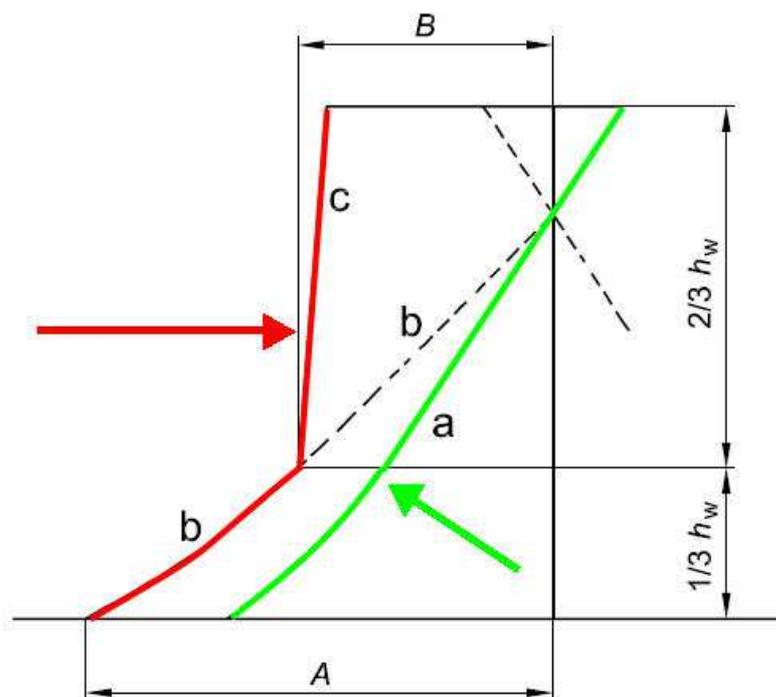
7.4.1.2 Determinazione taglio e relative verifiche

Anche la sollecitazione di taglio da utilizzare in fase di verifica è una rielaborazione di quella derivante dall'analisi. Come si può intuire dalla sottostante figura vengono introdotte significativi incrementi negli sforzi finali a taglio: i fattori di maggiorazione delle azioni sono importanti, anche prossimi al fattore di struttura q e comunque sempre maggiori del 50%.

Inviluppo di progetto delle forze di taglio nelle pareti di un sistema doppio

Legenda

- a Diagramma del taglio ottenuto dall'analisi
- b Diagramma del taglio amplificato
- c Inviluppo di progetto
- A $V_{\text{parete,base}}$
- B $V_{\text{parete,sommità}} \geq V_{\text{parete,base}}/2$



La procedura di verifica a taglio è descritta nel seguente paragrafo.

7.4.4.5.2.2 Taglio

Per le strutture in CD" B" le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD" A" nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell'anima, la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

In sintesi per la classe di Duttilità Bassa si procede con le solite verifiche a taglio.

Per la classe di Duttilità Alta le verifiche a taglio sono specializzate, anche se simili a quelle usuali.

In tutti i casi va eseguito la verifica a scorrimento in corrispondenza dei giunti e delle riprese di getto.

7.4.1.3 Pareti composte

Per le eventuali pareti di forma composta (ovvero conformata a C, a L, a U, ecc.) il problema diventa più complesso perché l'individuazione della sezione resistente va fatta sulla base di queste considerazioni di norma

7.4.4.5.2 Verifiche di resistenza

(omissis)

Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete h_w .

7.4.1.4 Particolari costruttivi pareti

Anche in questo caso si distinguono le limitazioni geometriche e d'armatura.

Limitazioni geometriche

7.4.6.1.4 Pareti

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

Limitazioni d'armatura

7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete.

In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.30)$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un

passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere

efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2}$ altezza ed $\frac{1}{2}$ larghezza della parete.

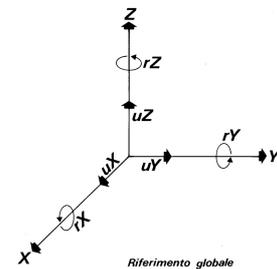
Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

7.5 Tabulati di calcolo e verifica – Presentazione dei risultati

In allegato alla presente relazione sono riportati, su supporto magnetico, i tabulati integrali di calcolo relativi ai singoli corpi di fabbrica; in tali tabulati sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche della strutture intelaiate spaziali da realizzare, nonché i risultati delle calcolazioni effettuate.

7.5.1 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).

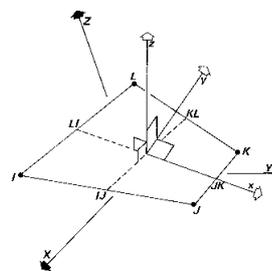


Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

7.5.2 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:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F \cdot L/L$);
- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);



- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x ; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} 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 M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

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 S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involuipi viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involuipi 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.

7.5.3 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 ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un

osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

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 involuipi viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

7.6 Verifiche di sicurezza degli elementi strutturali principali

7.6.1 Verifiche di opere in acciaio, alluminio o legno con il metodo agli Stati Limite

7.6.1.1 I RISULTATI PER ASTE RETICOLARI

Viene eseguita la verifica per aste soggette unicamente a sforzo normale. Per tutte le combinazioni di carico, viene effettuata la verifica di resistenza per aste e di stabilità per aste compresse. Per aste compresse viene utilizzato il metodo "ω".

Viene riportata una descrizione dei parametri di progetto e successivamente, in sequenza per ogni asta:

- numero combinazione di carico;
- sforzo normale N (corrispondente a F_x), positivo se di trazione;
- sezione utile (cm^2); rappresenta il valore A_x , eventualmente diminuito per effetto del coefficiente di riduzione dell'area;
- snellezza; è la snellezza più elevata dell'asta fra le due corrispondenti ai piani di flessione e quella ulteriore, eventuale, derivante da assi principali di inerzia della sezione non coincidenti con gli assi locali y e z (come avviene per la sezione a L); nelle note è indicato il piano di massima snellezza cui si riferisce il valore riportato;
- S_f , tensione nell'acciaio o nell'alluminio (in kg/cm^2 , N/mm^2 o daN/cm^2); nel caso del legno la voce diventa esplicitamente tensione, anziché S_f .

A fine riga compaiono due note; la prima indica il piano di massima snellezza; la seconda, eventuale, è riservata a informazioni di commento.

Nel caso dei profili a freddo la stampa dei risultati riporta anche il valore di Q che concorre a determinare il coefficiente "ω" e la tensione massima che non può essere superata.

7.6.1.2 I RISULTATI PER TRAVI E PILASTRI

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z :

- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x, F_y, F_z (F), M_x, M_y, M_z (F*m).

Le convenzioni sui segni delle sollecitazioni sono:

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z ;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y .

Il tabulato di uscita riporta inoltre in ordine:

- $S_f(F_x)$, (Tens.(F_x) per il legno): tensione derivante solo da sforzo normale;
- $S_f(M)$, (Tens.(M) per il legno): tensione derivante solo dagli effetti flettenti di M_y e M_z ; viene riportato il valore massimo riscontrato fra tutti i punti soggetti a indagine;
- tensione da torsione, derivante da M_x , valore massimo riscontrato;
- tensione di taglio, derivante da F_y e F_z , valore massimo riscontrato;
- S_f ideale: tensione ideale massima nel caso di acciaio e alluminio. Nel caso del legno, invece, viene riportata una "tensione (F_x, M)" derivante dall'interazione fra F_x e M , in cui si somma il contributo tensionale dovuto allo sforzo normale con quello derivante dal momento flettente, la cui entità viene però riparametrizzata tramite il rapporto fra le tensioni ammissibili a sforzo normale e momento flettente. In questo modo tens

(F_x, M) viene confrontata, per la sua accettabilità, con la tensione massima ammessa a sforzo normale;

- locazione, ovvero il punto della sezione in cui si verifica il massimo della tensione ideale;
- Nota: compare un avviso qualora la tensione ideale o "tens (F_x, M)" superi il valore massimo ammissibile, che dipende anche dal relativo coefficiente di incremento connesso alle combinazioni di carico.

Alla fine del tabulato delle verifiche di resistenza, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo: tale sollecitazione si può infatti verificare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e accidentali (contrassegnata in stampa dal simbolo --);
- xM_{max} : ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- M_{max} : valore del momento massimo positivo;
- Xf_{max} : ascissa in cui si verifica la freccia massima in campata;
- F_{max} : valore della freccia massima in campata;
- f_{max}/l : rapporto fra freccia massima e luce dell'asta.

La verifica di stabilità viene effettuata per le sole combinazioni di carico che presentano, in almeno un'ascissa, condizioni di lavoro a pressoflessione. Il prospetto riepilogativo della verifica a stabilità riporta le informazioni relative all'asta iniziale e finale coinvolte, e inoltre:

- numero combinazione di carico;
- valore dello sforzo normale; (compressione più elevata trovata in tutte le ascisse soggette a verifica);
- valore del momento flettente M_y equivalente;
- valore del momento flettente M_z equivalente;
- snellezza ω (che influisce sullo sforzo normale), solo per acciaio e alluminio;
- snellezza nel piano locale "yx" (che influisce su M_z);

- snellezza nel piano locale "zx" (che influisce su M_y);
- ω ; ω_1 (solo per acciaio e alluminio);
- tensione nell'acciaio o alluminio; nel caso del legno viene riportata un valore di tensione (F_x , M) calcolato nei modi già espressi per la verifica di resistenza;
- Nota, eventuale, qualora le tensioni superino i limiti ammessi, oppure quando la snellezza supera il valore 250 (200 per il legno e alluminio).

7.6.2 Verifiche di opere in acciaio con il metodo dell'Eurocodice 3

7.6.2.1 I RISULTATI PER ASTE RETICOLARI

Il tabulato riporta una descrizione dei parametri di progetto e successivamente, in sequenza per ogni asta:

- numero combinazione di carico;
- sforzo normale N (corrispondente a F_x), positivo se di trazione;
- classe della sezione; non viene riportata se agisce la trazione;
- A_{net} oppure A_{eff} : viene riportato il valore della sezione (cm^2) utilizzata in fase di verifica;
- snellezza adimensionale; dipende dalla snellezza dell'asta nei due piani di e quella ulteriore, eventuale, derivante da assi principali di inerzia della sezione non coincidenti con gli assi locali y e z (come avviene per la sezione a L); viene ovviamente determinata solo per aste compresse;
- χ_{minimo} : rappresenta il minimo fra i coefficienti di riduzione del modo di instabilità intorno agli assi coinvolti nella verifica, che possono riguardare anche gli assi principali di inerzia;
- $I.R.$, indice di resistenza: viene determinato l'indice di verifica a resistenza, ottenuto come rapporto fra la sollecitazione esterna N_{sd} e la resistenza di progetto, comunemente indicate con il termine $N_t.R_d$ (nel caso trazione) oppure $N_c.R_d$ (nel caso compressione);
- $I.S.$, indice di stabilità: viene determinato l'indice all'instabilità flessionale, ottenuto come rapporto fra la sollecitazione esterna N_{sd} e la resistenza di progetto all'instabilità $N_b.R_d$ nei piani di flessione sopra specificati.

A fine riga compaiono due note; la prima indica il piano di massima snellezza e il suo valore; la seconda, eventuali informazioni di commento.

Se è abilitata la verifica di stabilità per aste consecutive (superelementi) viene riportato un ulteriore tabulato riguardante la verifica globale delle aste che costituiscono il superelemento; la sola differenza con il precedente riguarda l'indicazione, nel prospetto, della lunghezza totale che influisce sul valore di snellezza e quindi sul risultato finale della verifica.

7.6.2.2 I RISULTATI PER TRAVI E PILASTRI

Il tabulato riporta:

- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x , F_y , F_z (F), M_x , M_y , M_z (F*m).

Le convenzioni sui segni delle sollecitazioni sono:

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y.

Vengono poi riportate:

- classe: rappresenta la classe della sezione; qualora i singoli componenti della sezione (ad esempio ala e anima) abbiano classi diverse viene presa quella più alta; non viene riportata in caso di trazione o taglio puro.

Il potenziale svergolamento viene indagato solo per sezioni a I. Viene riportato il valore di χ_{LT} , che determina il momento resistente di progetto. La stabilità euleriana comporta la determinazione di tre coefficienti χ_{min} , k_y , k_z . Il tabulato propone:

- numero combinazione di carico;
- valore dello sforzo normale F_x (compressione più elevata trovata);
- momento flettente M_y più elevato riscontrato in tutte le ascisse;
- momento flettente M_z più elevato riscontrato in tutte le ascisse;
- classe: rappresenta la classe della sezione;

- χ_{minimo} : rappresenta il minimo fra i coefficienti di riduzione del modo di instabilità intorno agli assi coinvolti nella verifica.

7.6.3 Verifiche di opere in c.a. con il metodo degli Stati Limite

7.6.3.1 I RISULTATI PER ELEMENTI GUSCIO

Il tabulato riporta:

- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- N_{xx} (F), M_{xx} (F*m), N_{yy} (F), M_{yy} (F*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx; analogamente per yy. Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:

- A_{xx} inf, A_{xx} sup, A_{yy} inf, A_{yy} sup (cm²): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a presso-tensoflessione effettuata sulla base di N_{xx} e M_{xx} ; analogamente per yy; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifica a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che $S_{xy} \leq f_{cd}/(f_{ck})^{1/2}$; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;
- il taglio fuori piano (chiamato V_z), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite V_{rd1} contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

I risultati della verifica a punzonamento si riferiscono alla situazione più sfavorevole che determina il valore più elevato dell'azione di punzonamento.

Vengono riportati:

- forza di punzonamento (valore dell'azione di punzonamento agente al nodo);
- carico limite di punzonamento;
- se necessaria: armatura totale teorica nella 1^a direzione locale (cm²), ovvero parallelamente all'asse locale y del pilastro;
- analogamente per la 2^a direzione, parallela all'asse locale z.

7.6.3.2 I RISULTATI PER LE PARETI

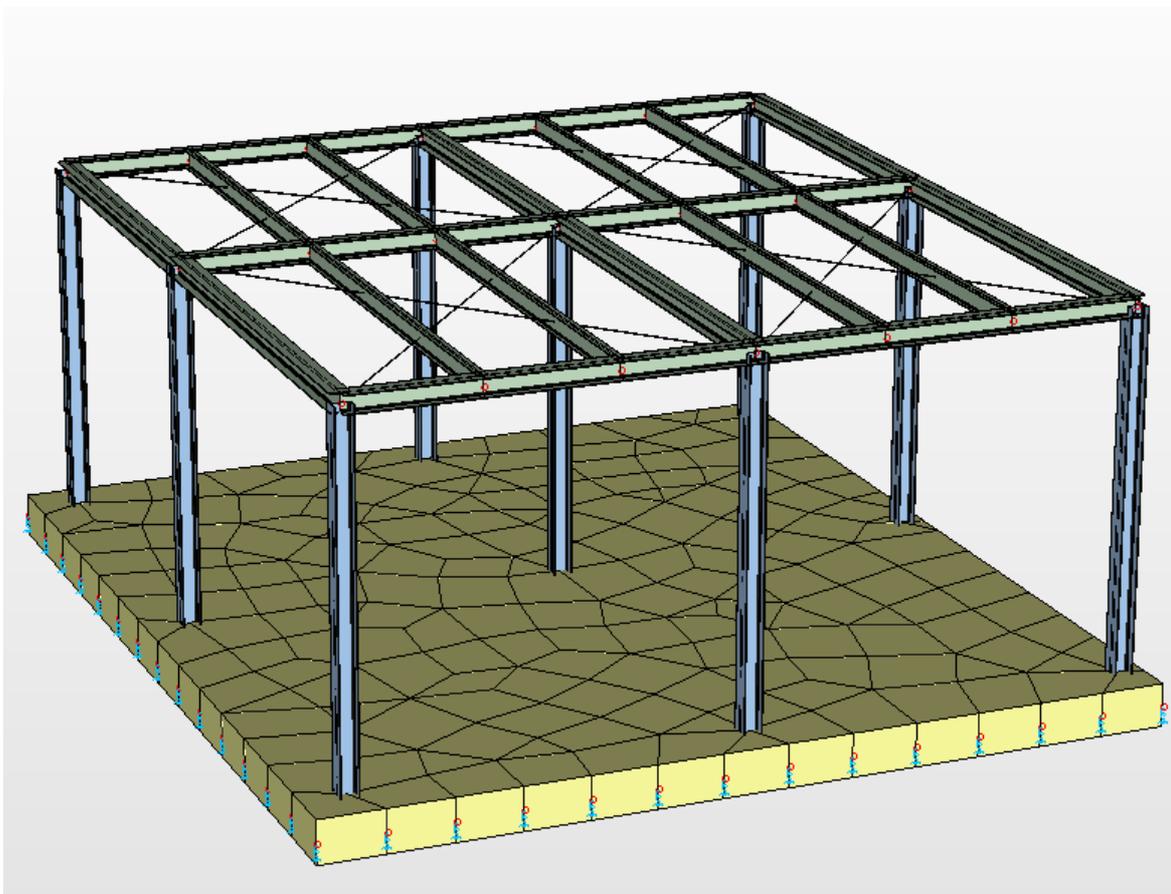
Il tabulato ricalca parzialmente quello degli elementi guscio in cui viene però esplicitata l'armatura verticale e orizzontale

I risultati della verifica riguardano innanzitutto le azioni di presso flessione. L'indice di resistenza a taglio riguarda il rapporto fra l'azione tagliante nell'elemento e la corrispondente V_{rd2} . E' riportato l'indice della verifica a scorrimento (§ 5.4.5.2 dell'Ordinanza).

8) SINTESI GRAFICA DEI DATI E DEI RISULTATI DEL CALCOLO DEL SOPPALCO

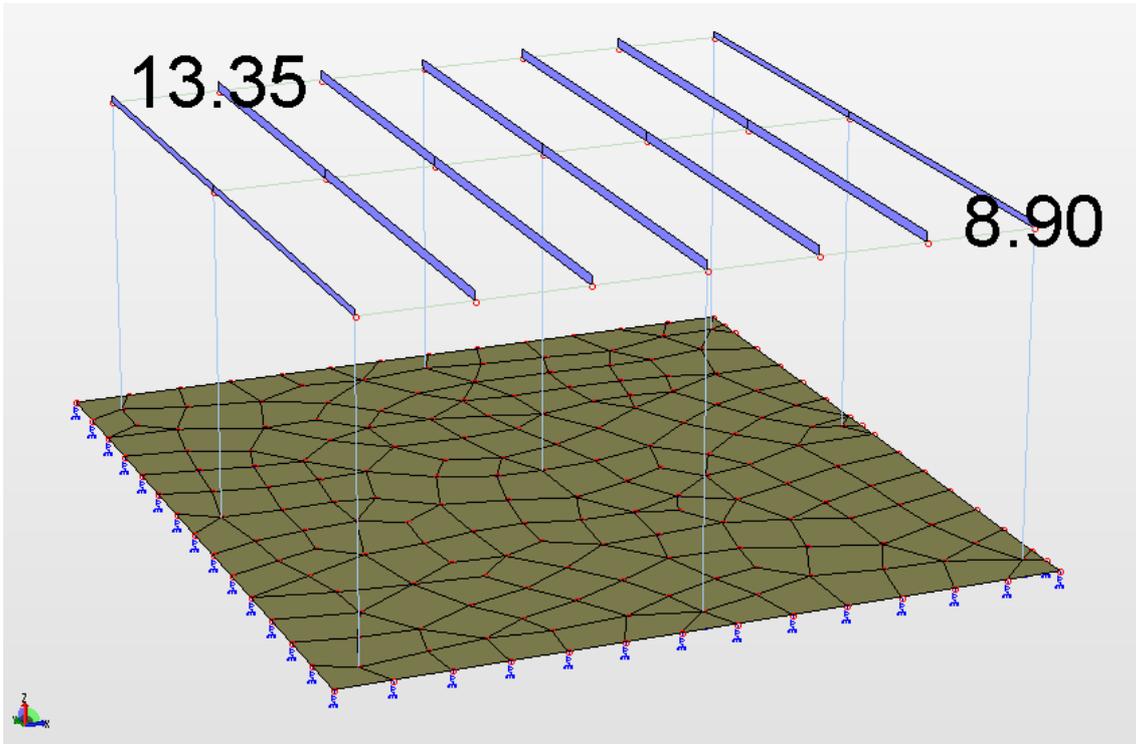
8.1 Dati di ingresso

8.1.1 Schema spaziale

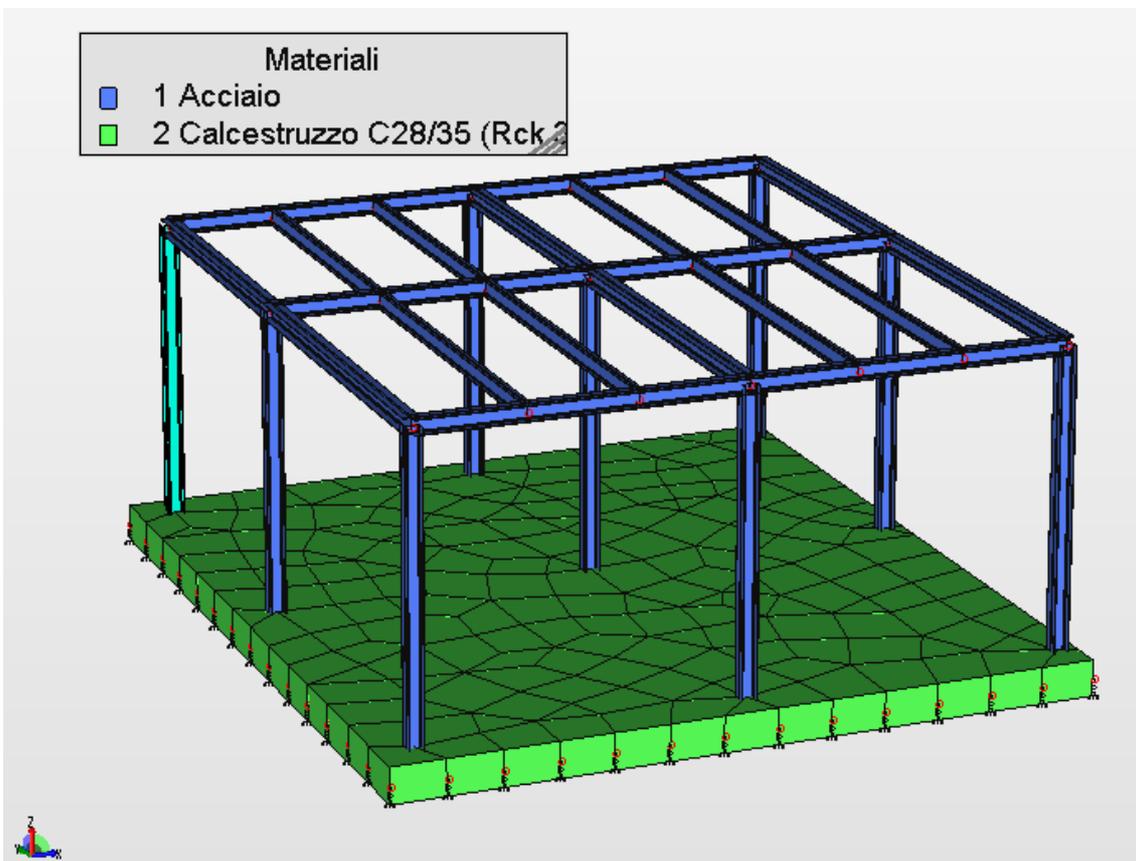


8.1.2 Carichi agenti

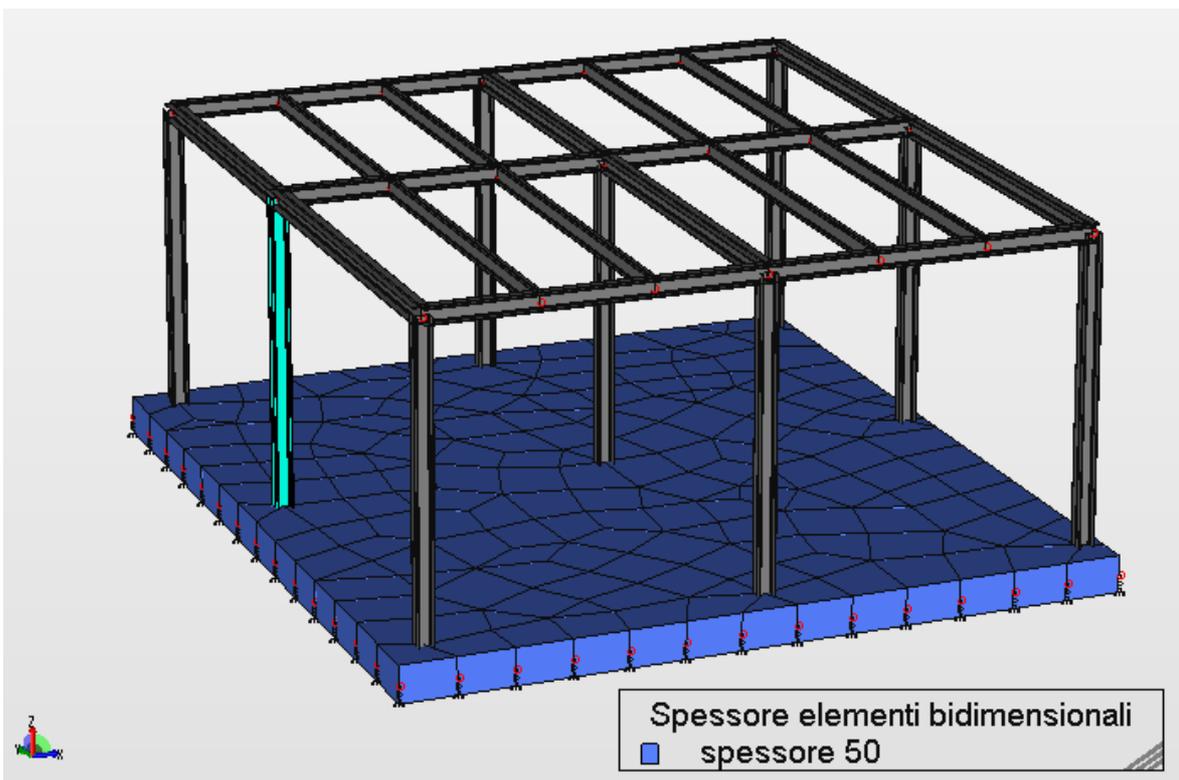
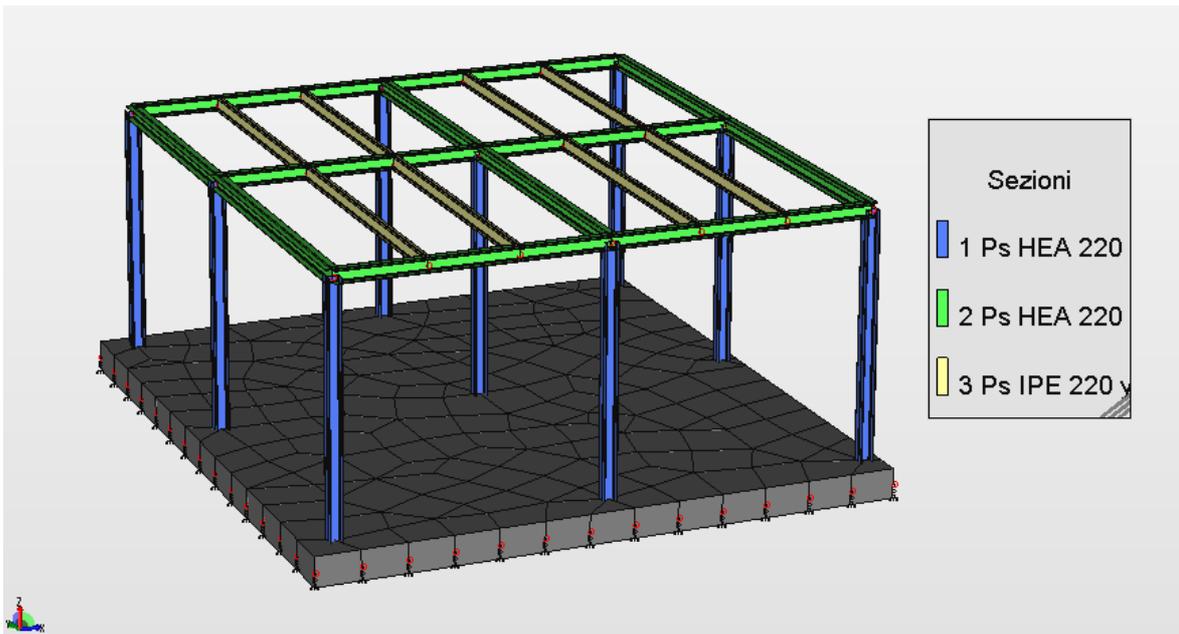
(daN – cm)



8.1.3 Materiali utilizzati



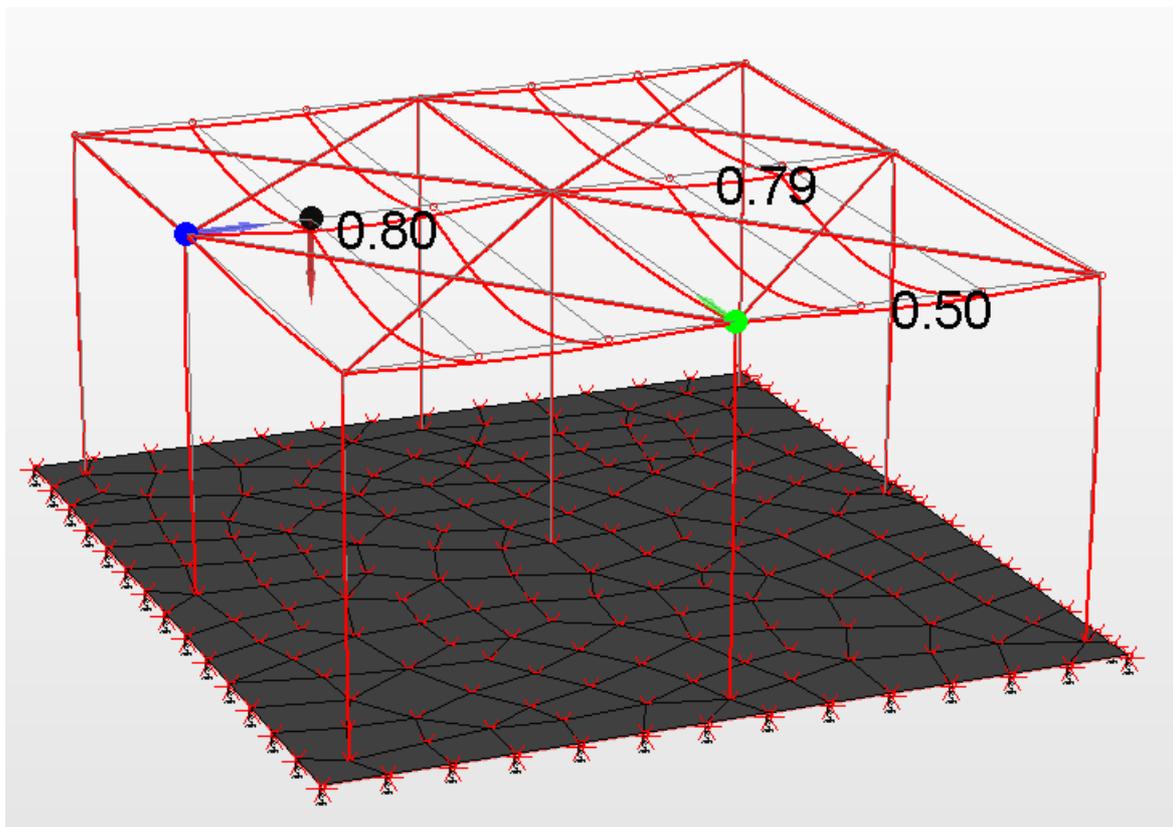
8.1.4 Dimensione degli elementi strutturali



8.2 Risultati del calcolo statico e sismico per S.L.U

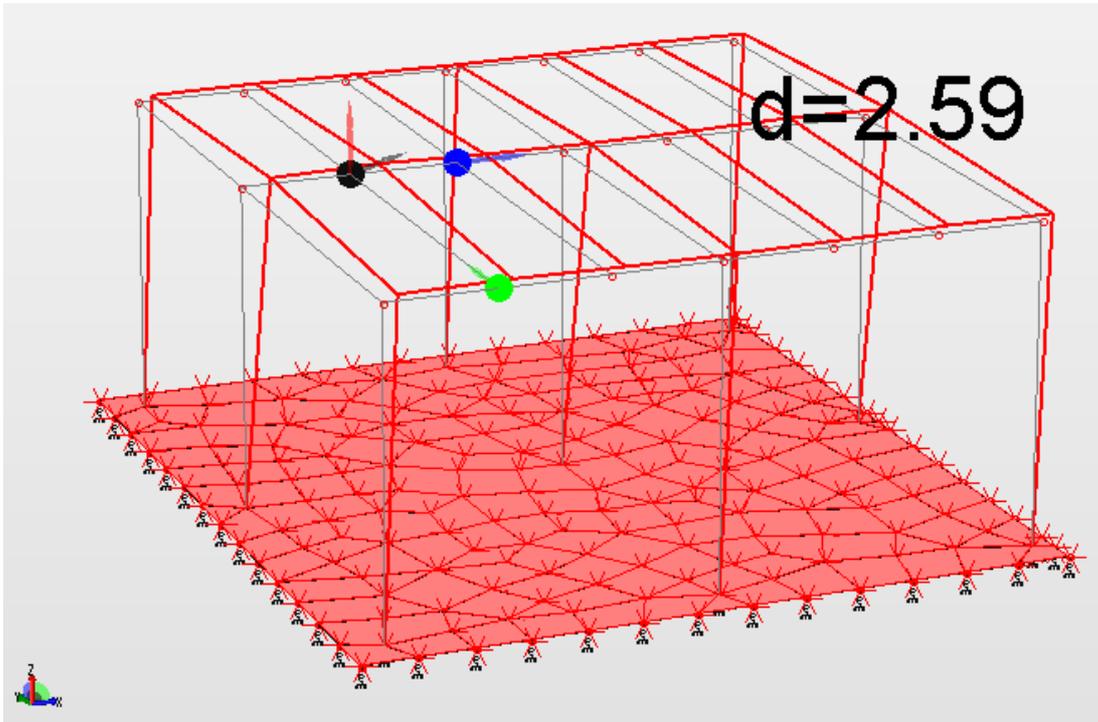
8.2.1 Deformata statica

COMBINAZIONE RARA

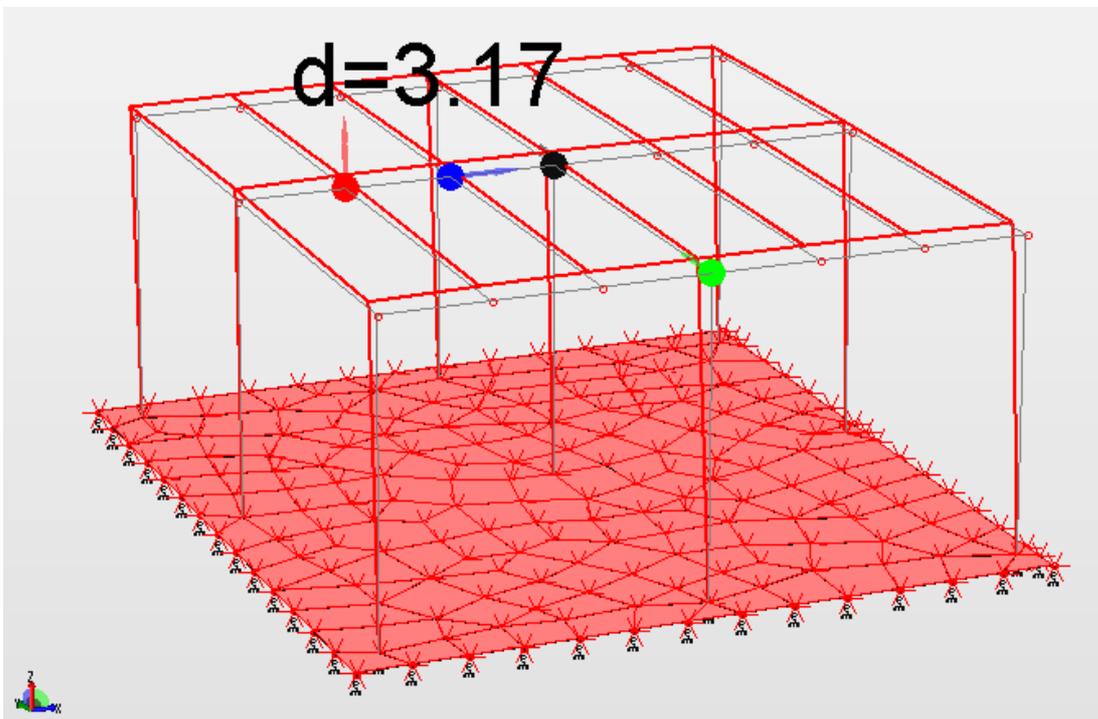


8.2.2 Involuppi dinamici: sisma in X e Y

Sisma in X

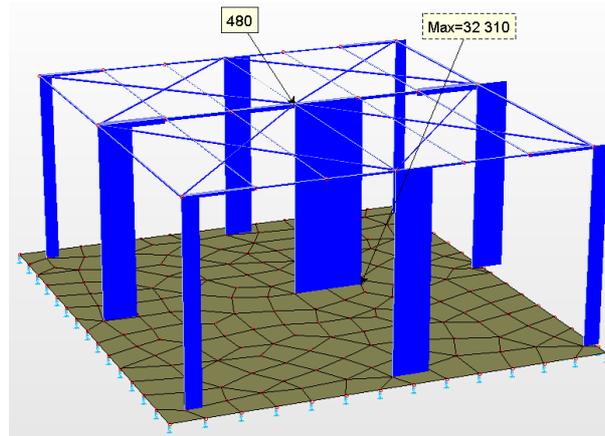


Sisma in Y

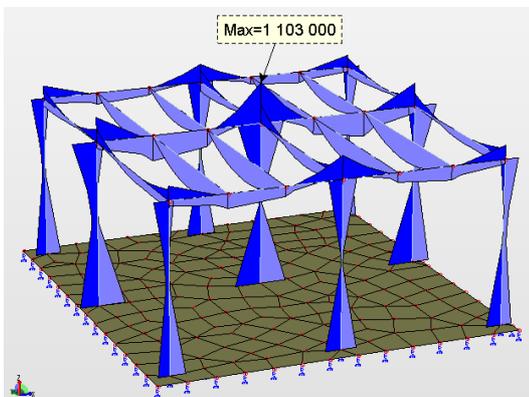


8.2.3 Involuppi sollecitazioni

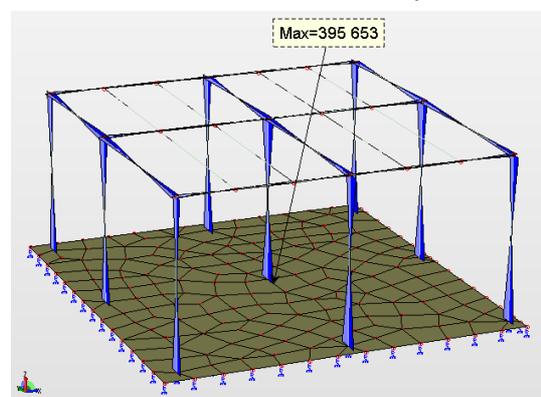
Sforzo normale – Fx



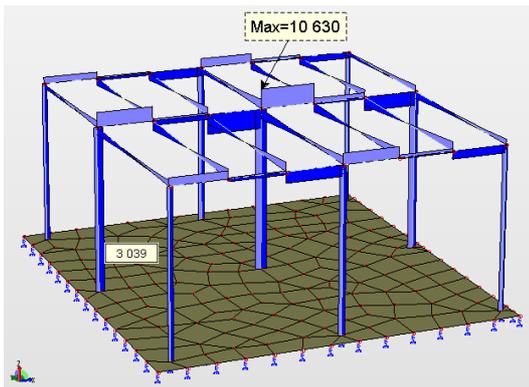
Momento flettente Mz



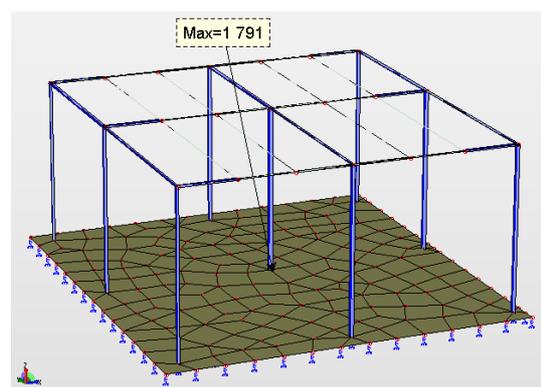
Momento flettente My



Taglio Ty

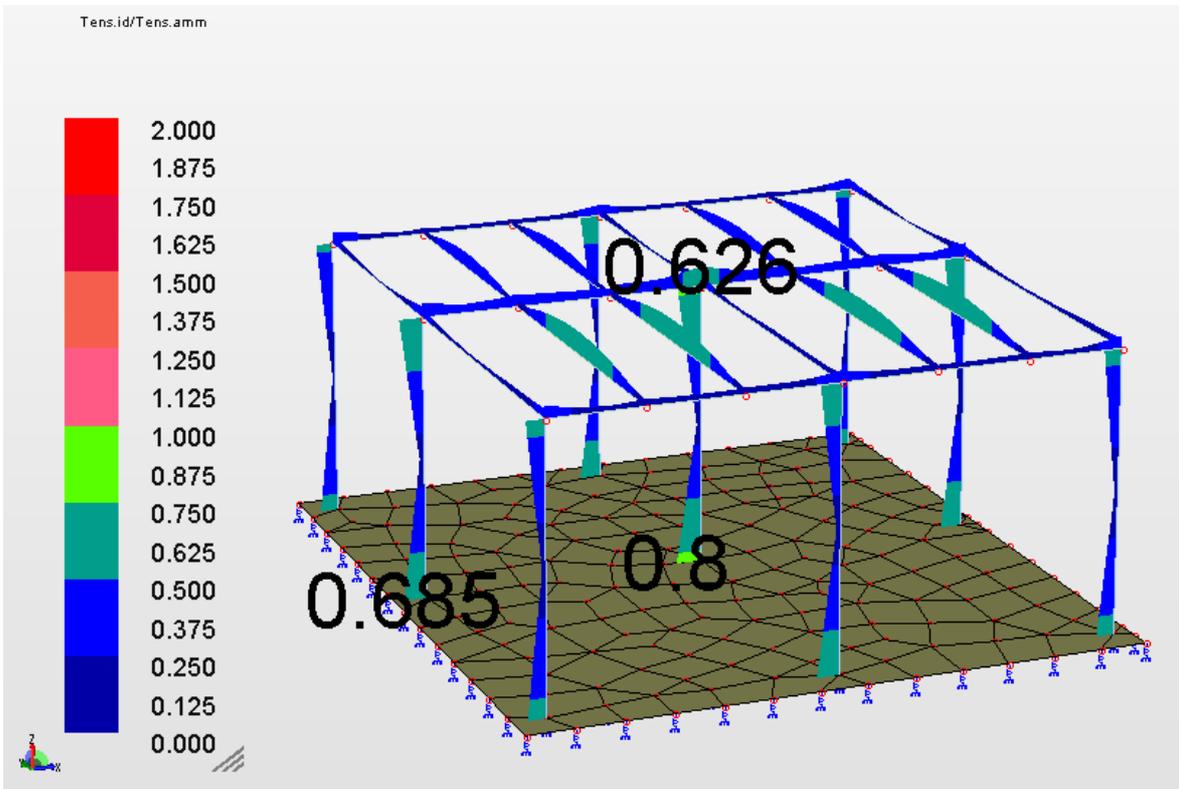


Taglio Tz



8.2.4 Verifiche SLU profilati metallici

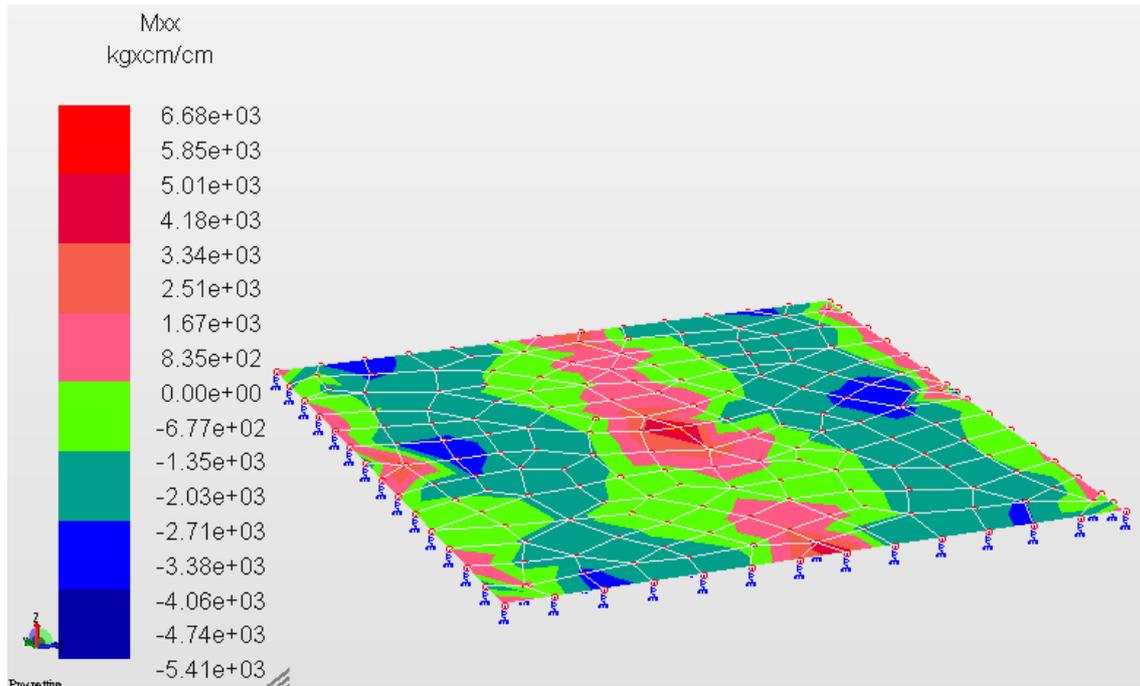
Inviluppo Indici di resistenza



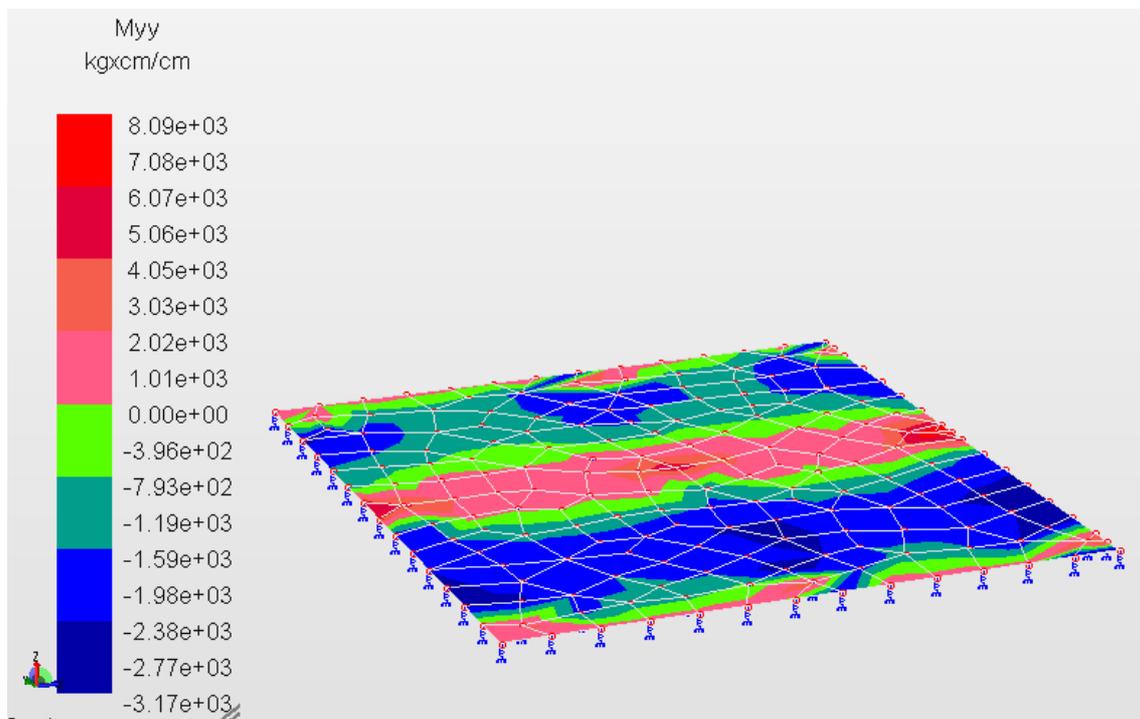
8.2.5 Sollecitazioni e verifiche platea di fondazione

8.2.5.1 Involuppo Sollecitazioni

Momento flettente X



Momento flettente Y



Verifica platea di fondazione

Titolo : Platea fondazione - Soppalco Memoriale Valpolcevera

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	10,05	46

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	81	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C **C28/35**

ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	15,87
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8 ?
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6667
		τ _{c1}	1,971

M_{xRd} 176,8 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 40,96 ‰
 d 46 cm
 x 3,621 x/d 0,07873
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	81

Aggiunge

Valori Infillisci punti

Platea fondazione - Soppalco Memoriale Valpolcevera

M [kNm]

N [kN]

— M-NRd
 ● M-NEd

8.3 Risultati del calcolo sismico per S.L.D ed S.L.O.

8.3.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

Le NTC riportano:

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_i < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{ip} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_i \leq d_{ip} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_i < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_i < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

d_i è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

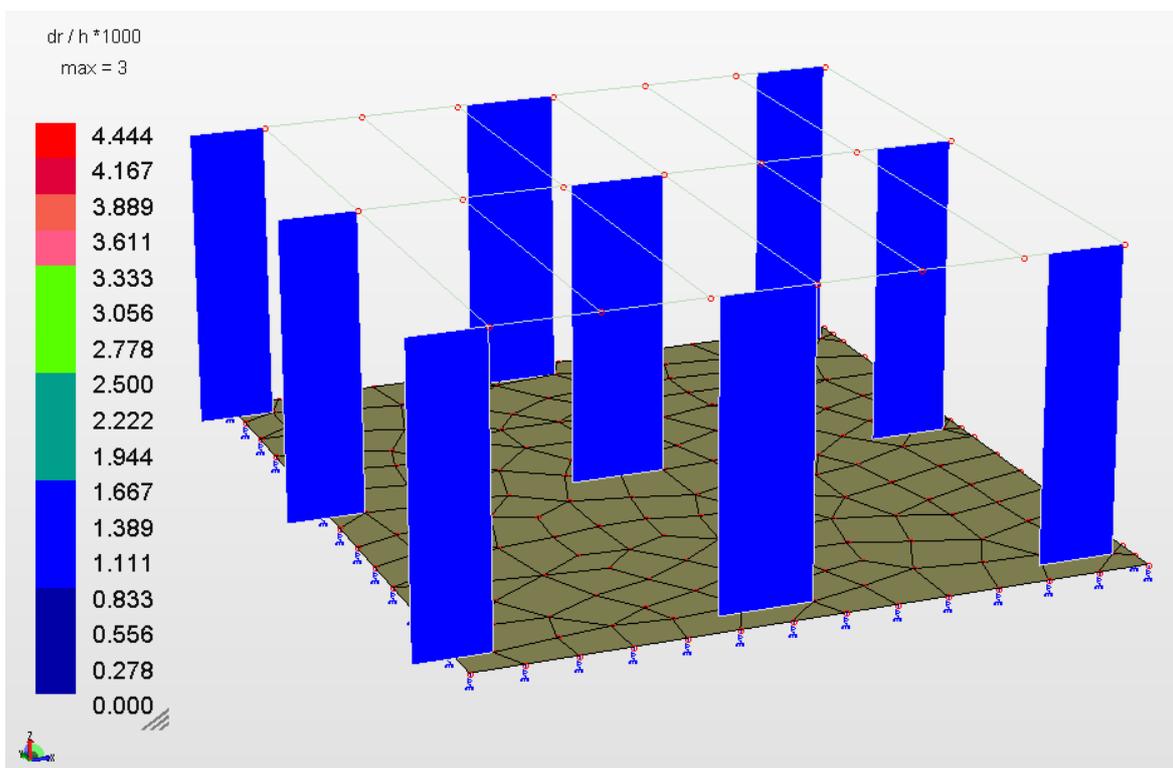
In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Il valore massimo di riferimento, quindi, è pari a :

$$d_r < 2/3 \cdot 0,005 h = 0,0033 h$$

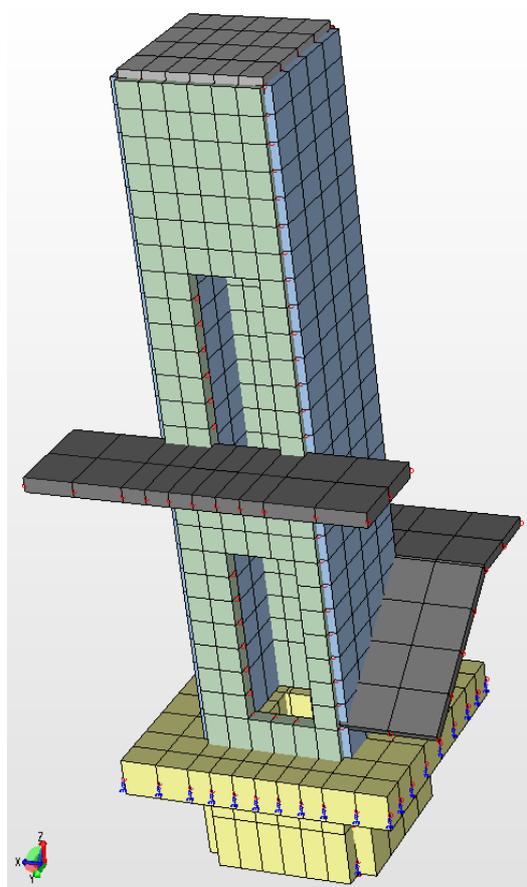
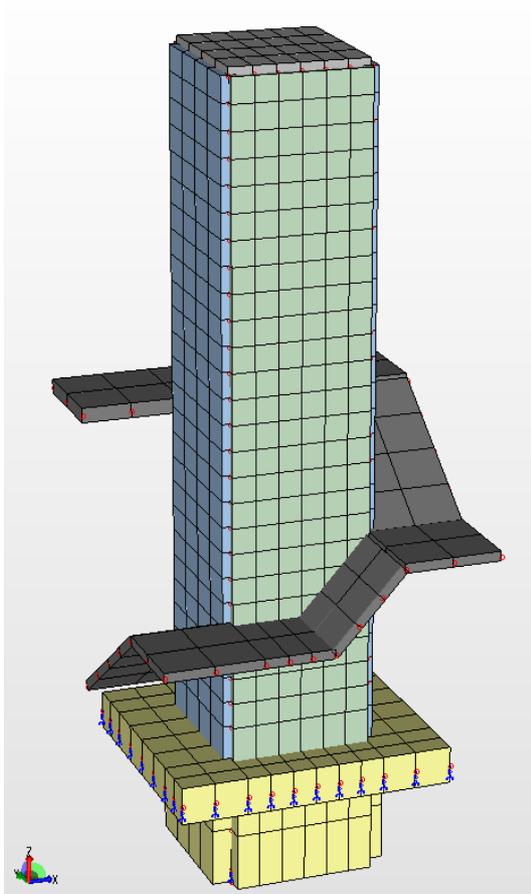


Nella figura sopra riportate si leggono i massimi spostamenti relativi di piano rapportati all'altezza di interpiano allo SLO. Le colorazione dal blu al verde denotano il soddisfacimento della verifica

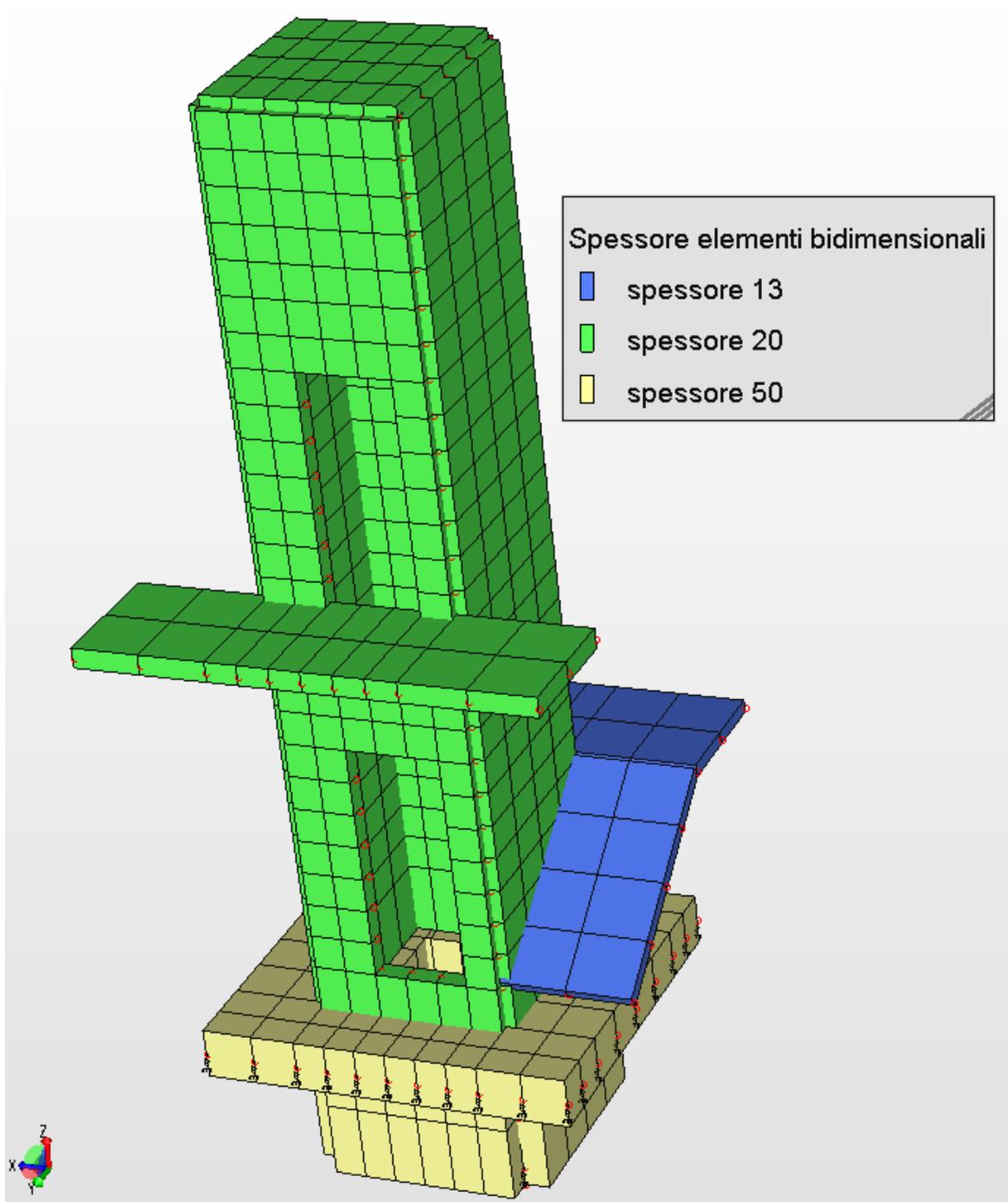
9) SINTESI GRAFICA DEI DATI E DEI RISULTATI DEL CALCOLO DELLA SCALA

9.1 Dati di ingresso

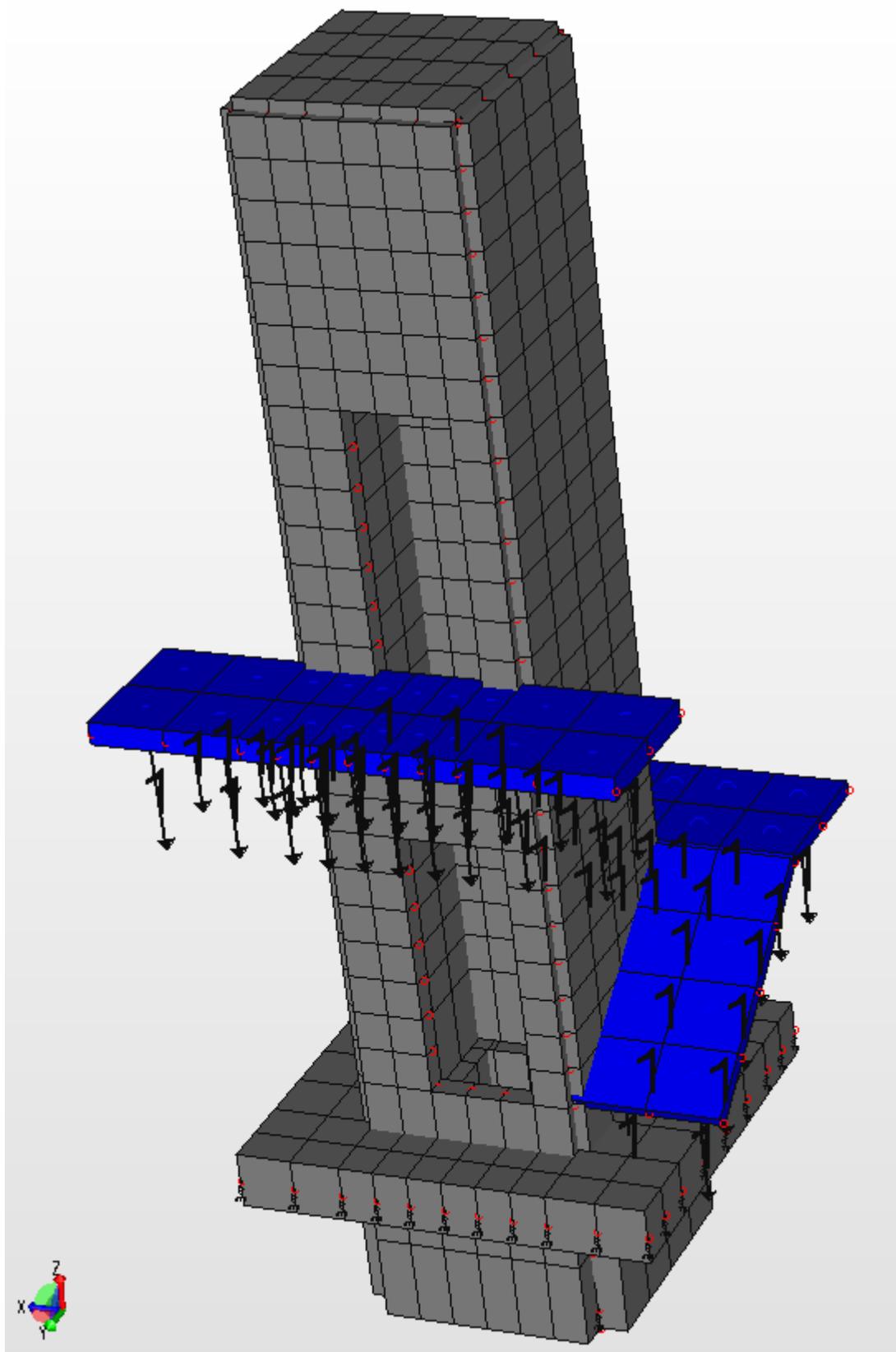
9.1.1 Schema spaziale



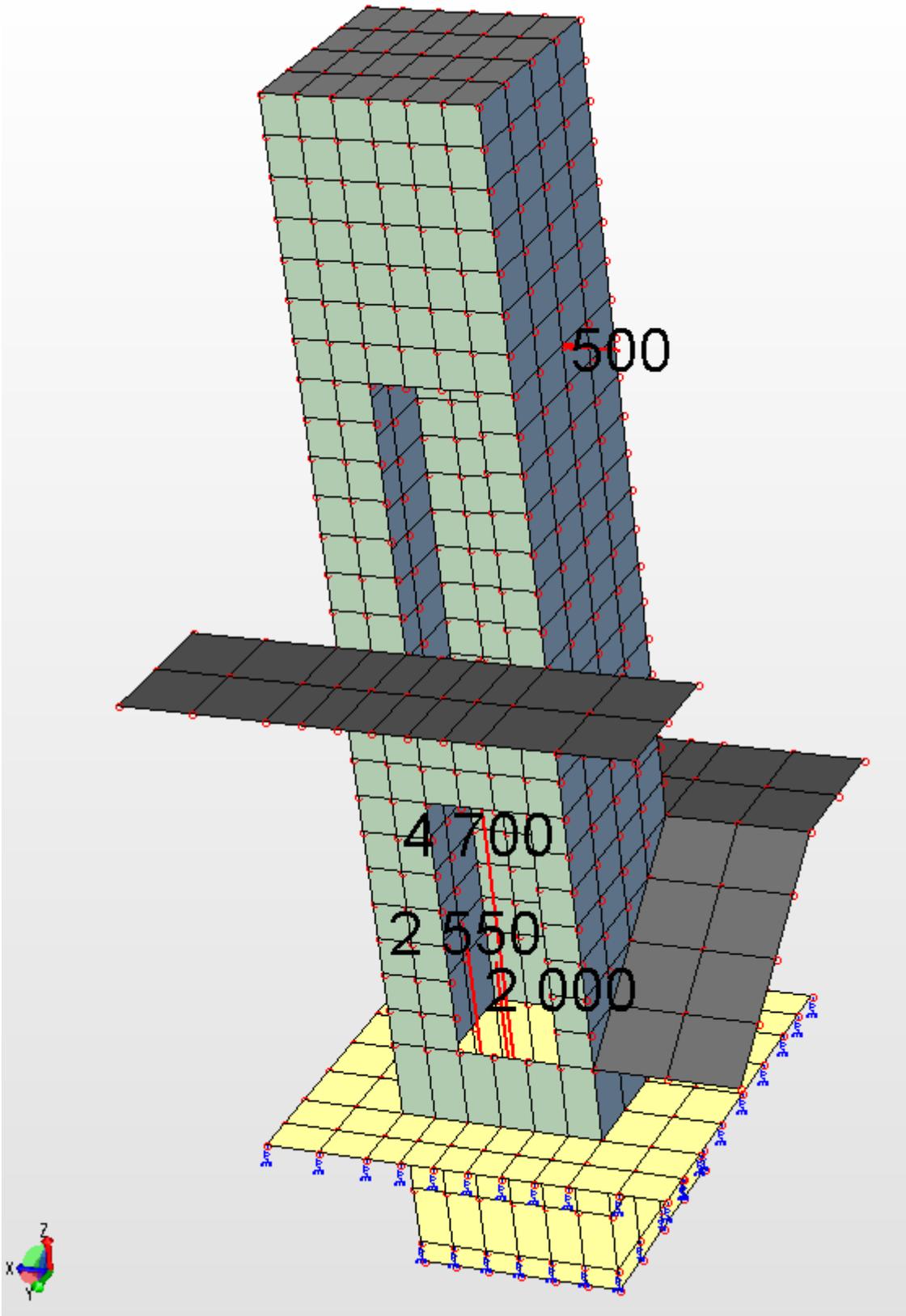
9.1.2 Dimensioni degli elementi strutturali



9.1.3 Carichi sulle rampe e pianerottoli

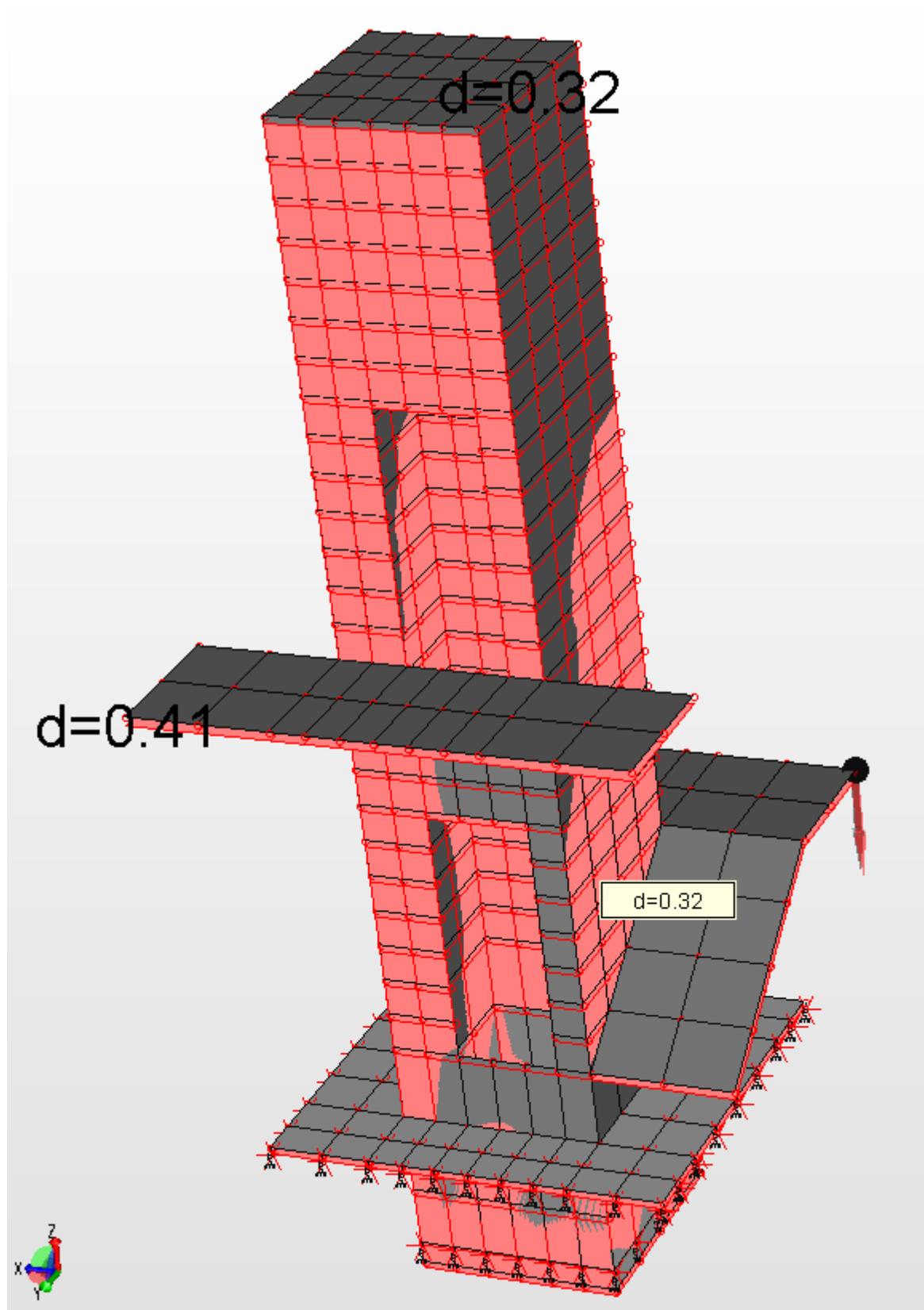


9.1.4 Scarichi dell’impianto

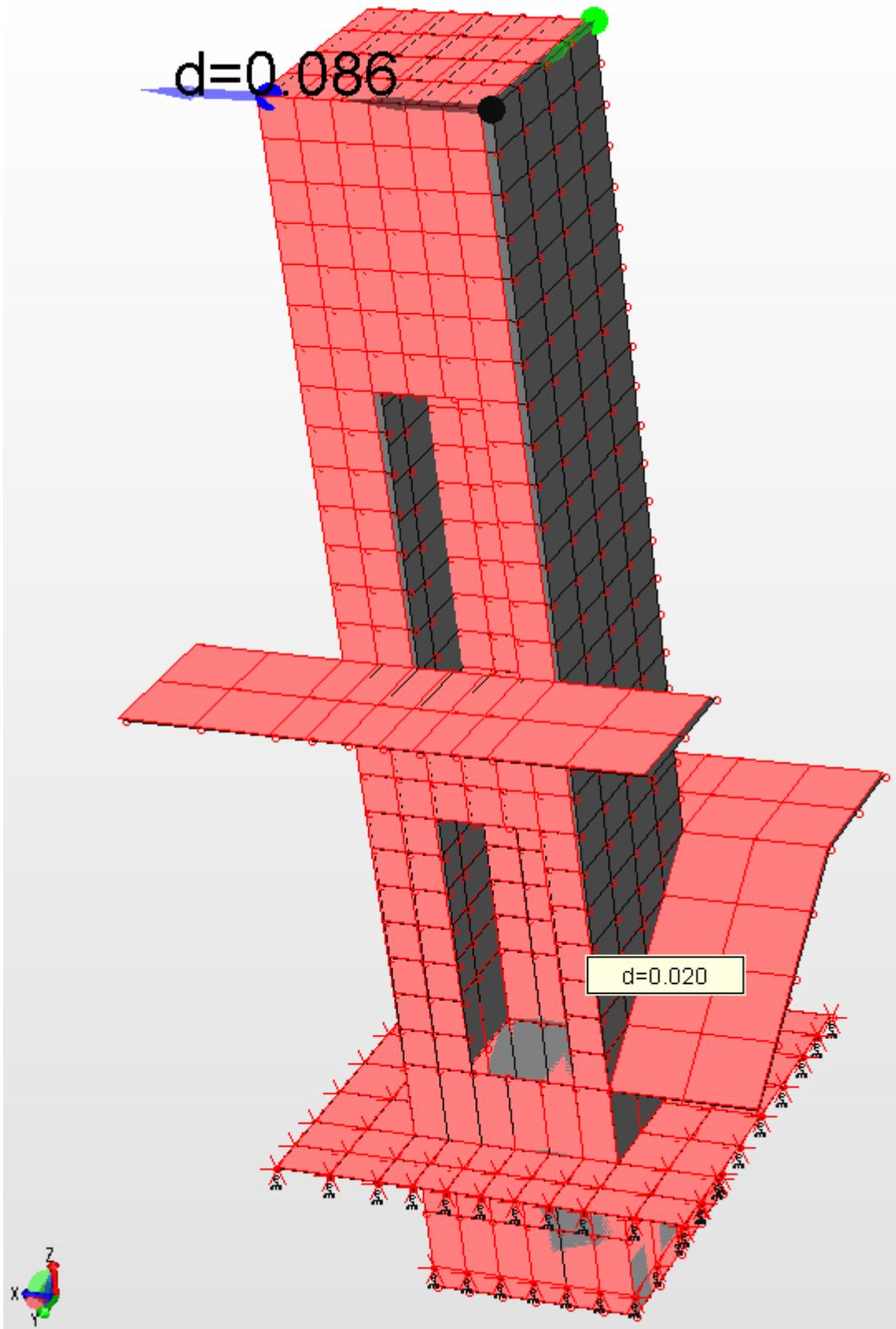


9.2 Risultati del calcolo statico e sismico per S.L.U.

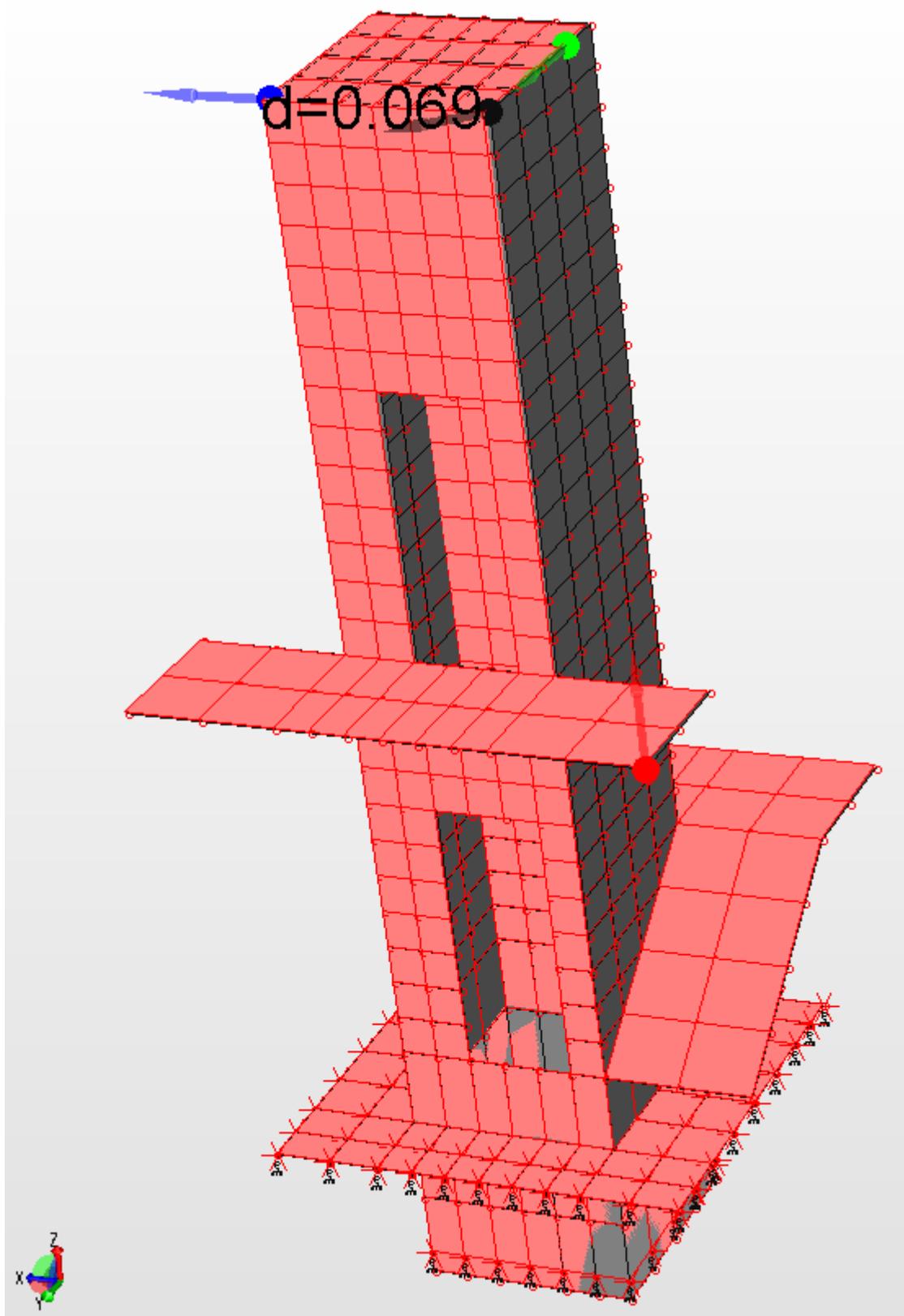
9.2.1 Deformata statica con spinte impianto



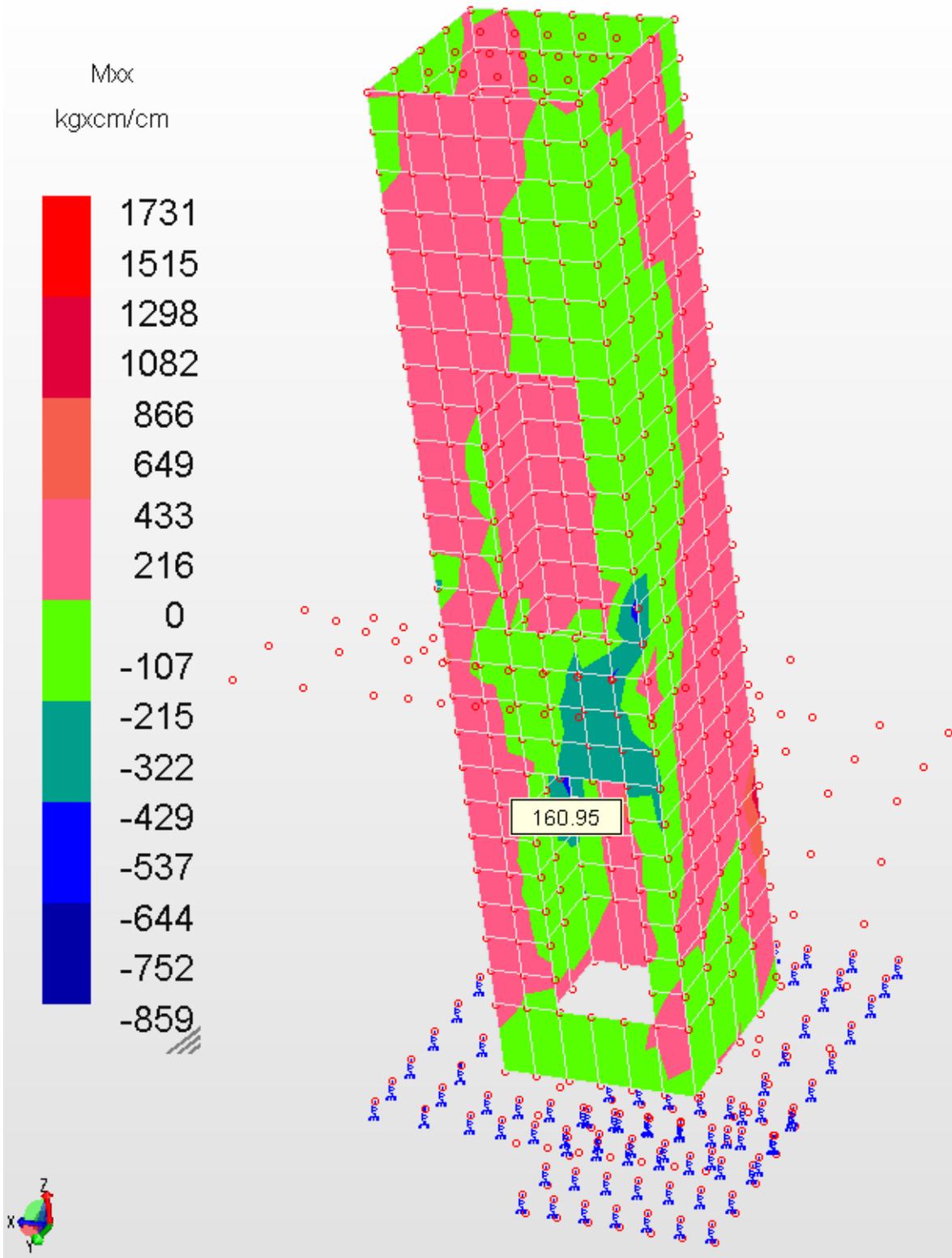
9.2.2 Involuppi dinamici con sisma in dir.X

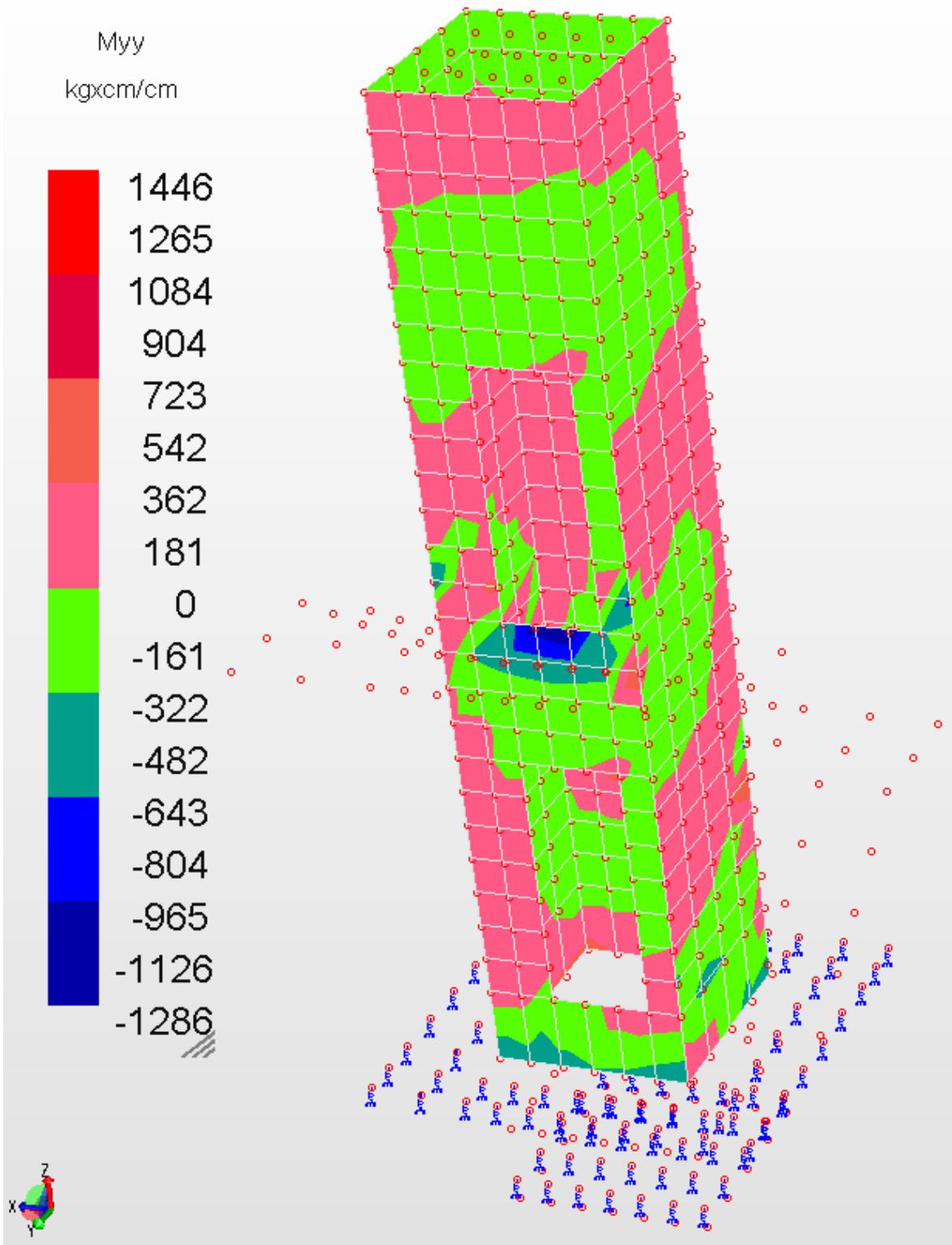


9.2.3 Deformata statica con sisma in dir.-Y

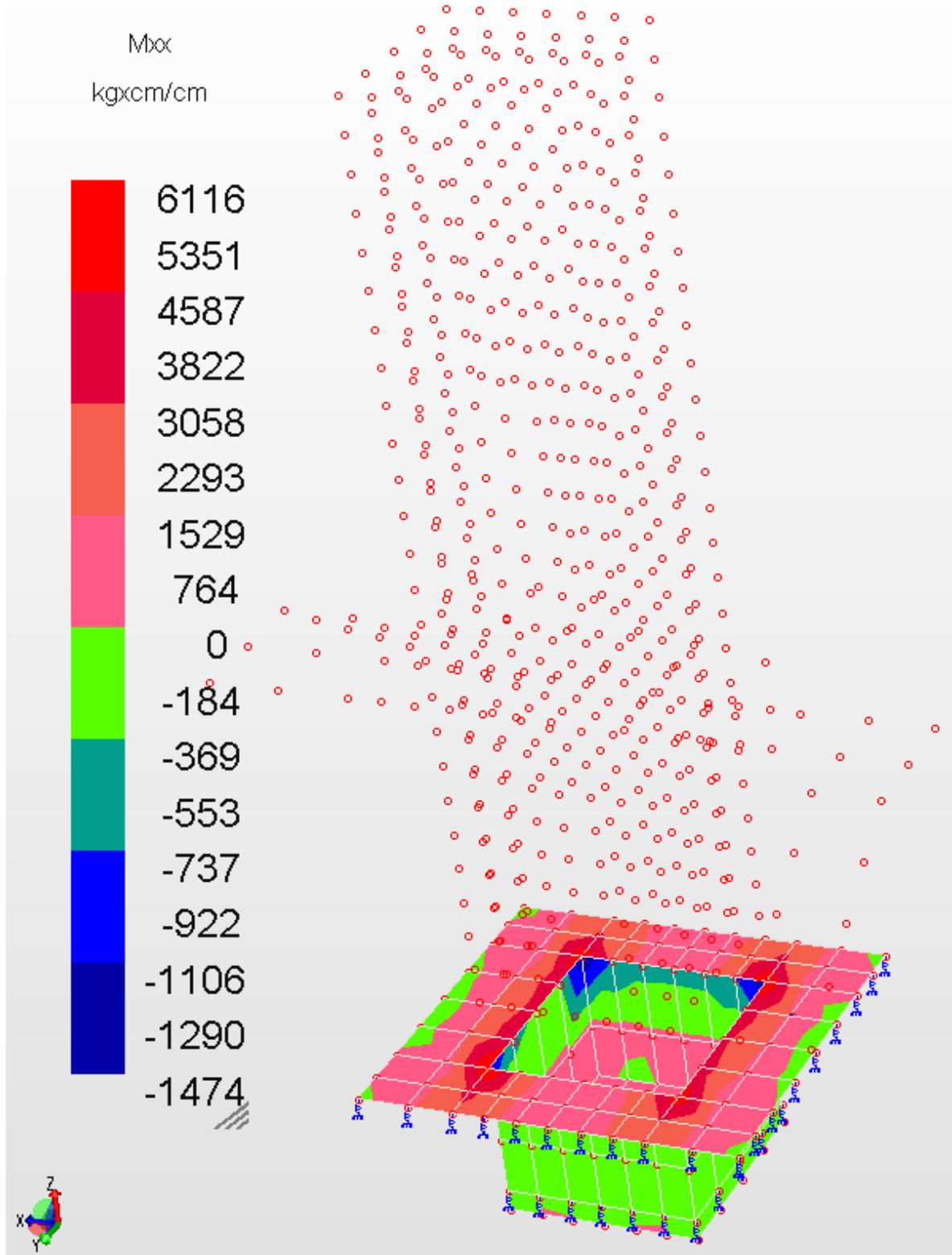


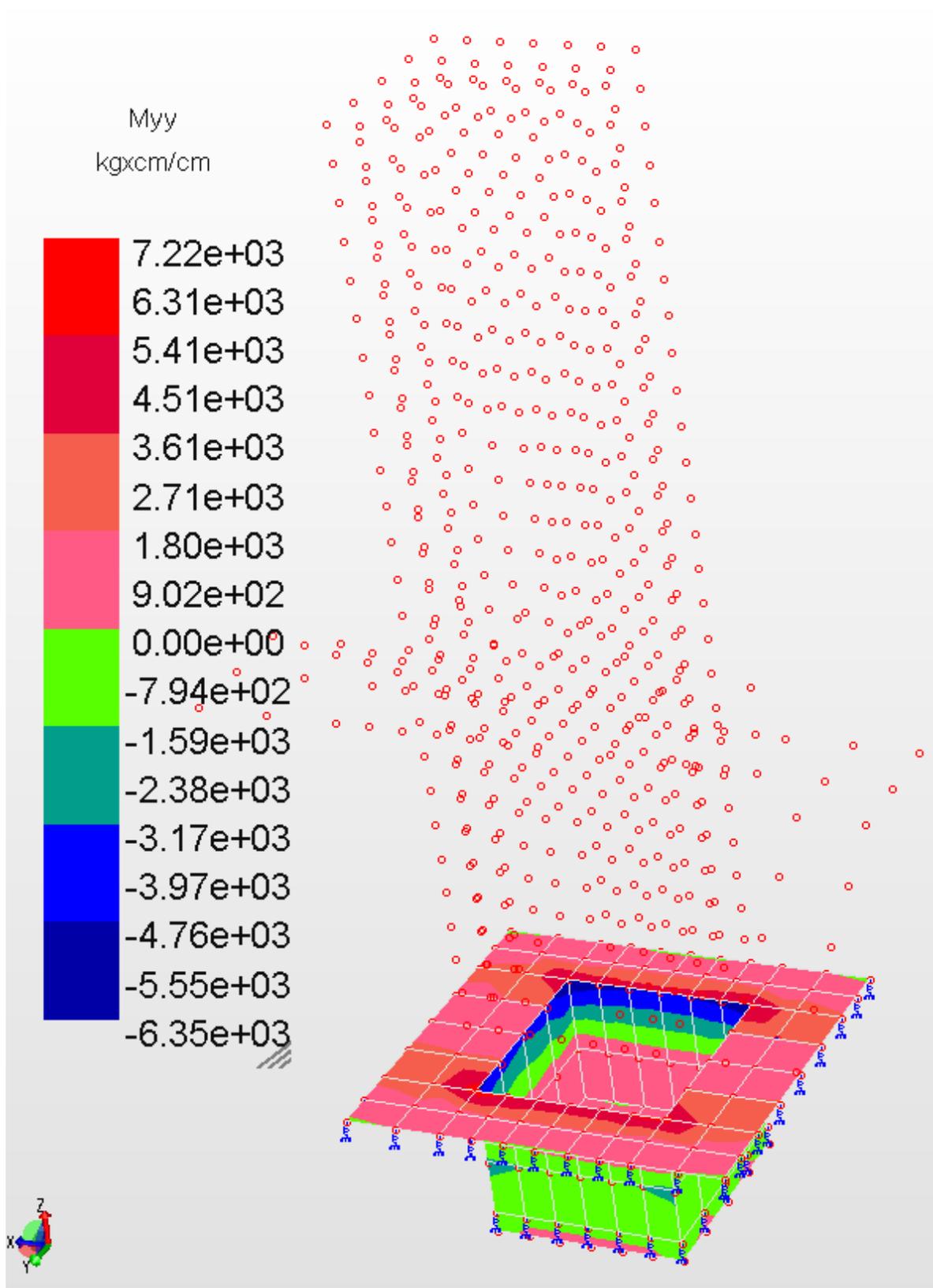
9.2.4 Involuppo sollecitazioni pareti





9.2.5 Involuppo sollecitazioni platea





9.2.6 Verifiche SLU delle pareti

Per la verifica delle pareti, si fa riferimento al massimo valore del momento flettente agente, ricavato dalle figure precedenti, e pari a $M_{max} = 1731 \text{ kg m/m} = 17.3 \text{ kN m/m}$

Titolo : Memoriale Valpolcevera - Pareti scala soppalco

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	3
2	10,05	17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia
 Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm Col. modello

 Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	17,3

Aggiunge

Titolo : Memoriale Valpolcevera - Pareti scala soppalco

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	7,70	3
2	7,70	17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

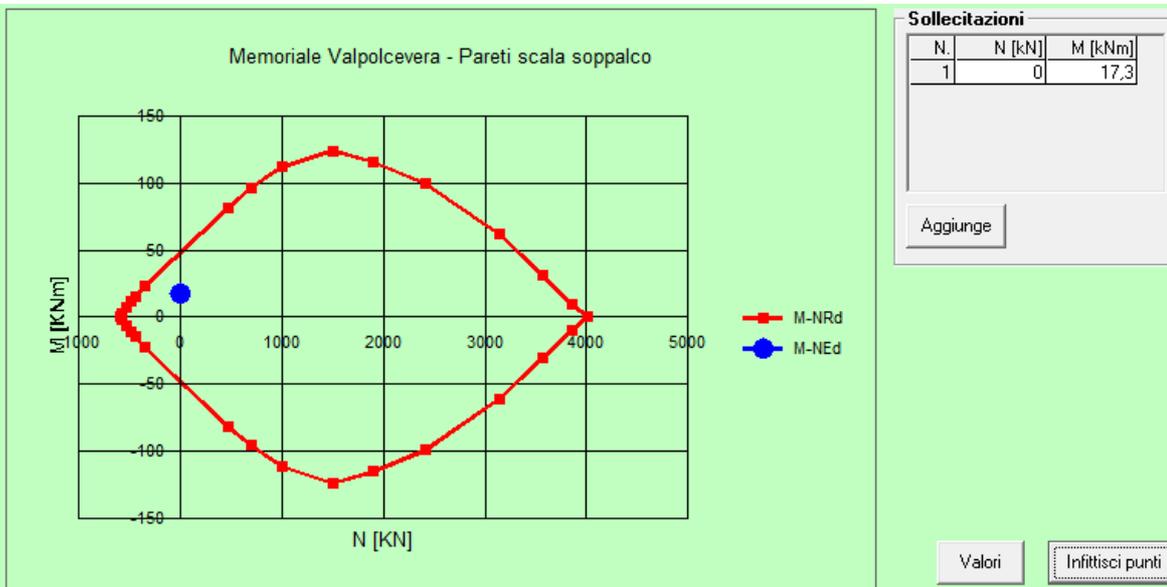
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

 L₀ cm

 Precompresso



9.2.7 Verifiche SLU della platea e fossa

Per quanto riguarda la verifica della platea, il momento flettente massimo agente, ricavato dalle figure riportate in precedenza, è pari a $7220 \text{ kgm/m} = 72.2 \text{ kNm/m}$, inferiore al valore del momento resistente, pari a 176.8 kNm/m :

Titolo : Platea fondazione - Soppalco Memoriale Valpolcevera

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4
2	10,05	46

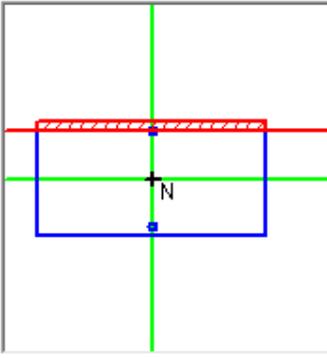
Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="81"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6667"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.971"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

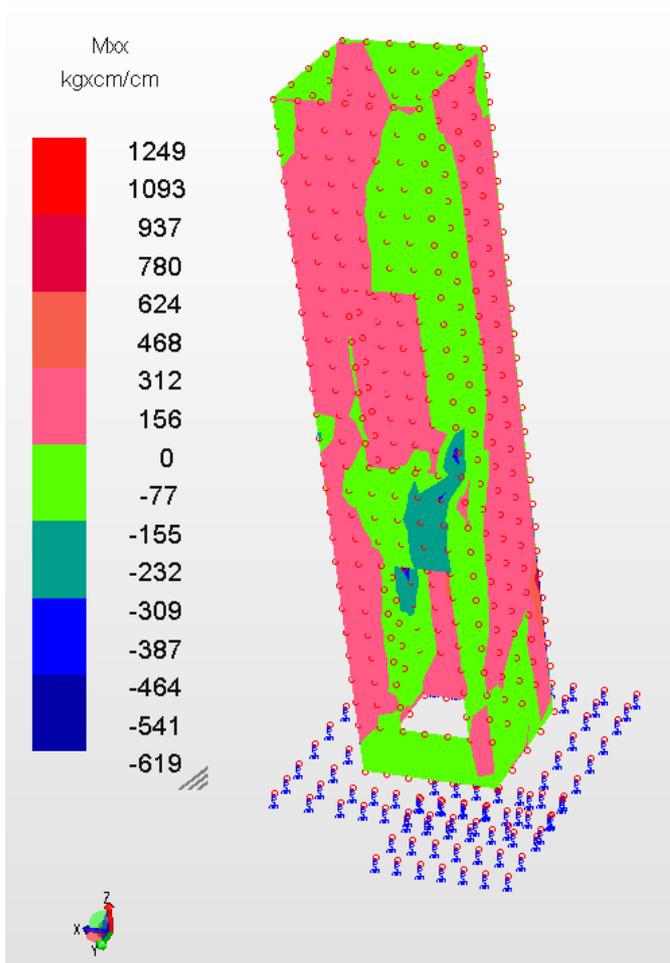
Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Precompresso

9.2.8 Verifica a fessurazione



Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	12,5 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	53,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	82,98 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,9 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	48,947993 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	48947,993 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02054 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,09 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000098 [-] 0,000249 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	234,44 [mm] 190,90 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0475 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

9.2.9 Risultati del calcolo sismico per S.L.O. in elevazione

Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

Le NTC riportano:

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_i < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{ip} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_i \leq d_{ip} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_i < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_i < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

d_i è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

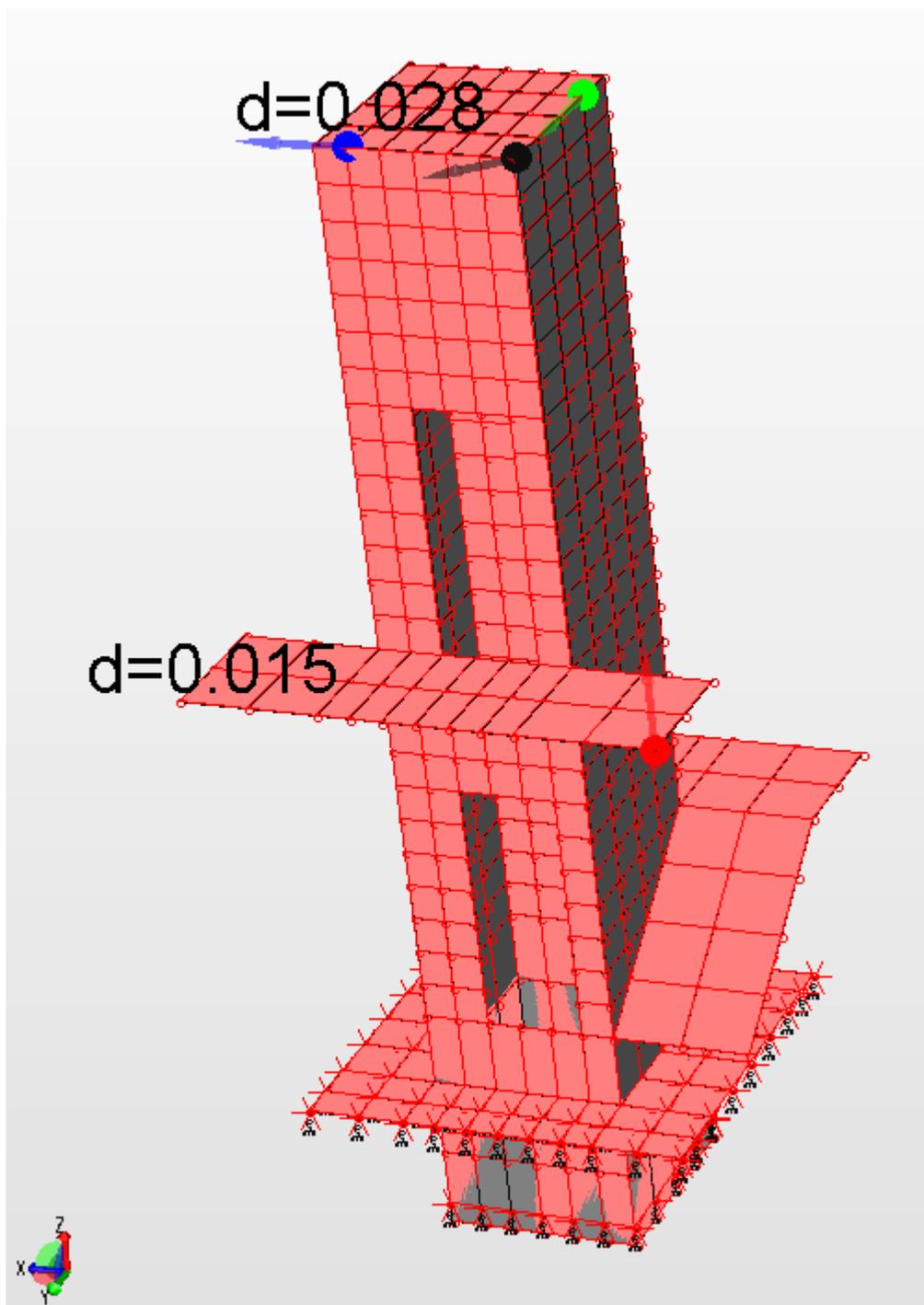
In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai $2/3$ dei limiti in precedenza indicati.

Il valore massimo di riferimento, quindi, è pari a :

$$d_r < 2/3 \cdot 0,005 h = 0,0033 h$$

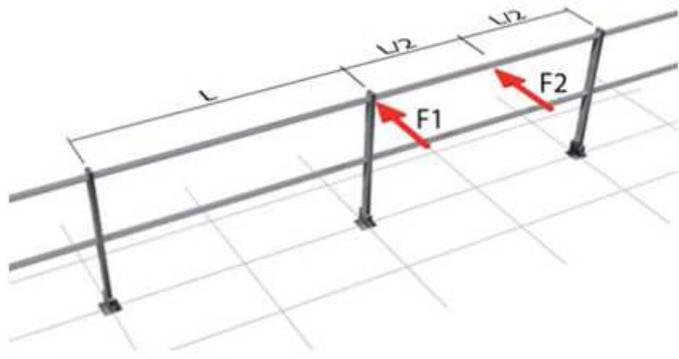


La verifica comporta:

Livello 1 : $d_{r,1} = 0.015$ cm ; $d_{r,1,max} = 0.0033 \cdot 450 = 1.485$ cm ---> $d_{r,1} < d_{r,1,max}$ **(VERIFICATO)**

Livello 2 : $d_{r,1} = 0.013$ cm ; $d_{r,1,max} = 0.0033 \cdot 300 = 0.99$ cm ---> $d_{r,2} < d_{r,2,max}$ **(VERIFICATO)**

9.3 Verifica balastra

VERIFICA PROFILATI METALLICI MONTANTE E PARAPETTO	
DESCRIZIONE:	GENOVA MEMORIALE - Balastra soppalco e scala
	
Destinazione d'uso	Scale
Altezza del parapetto	100 cm
Interasse dei montanti	100 cm
Carico orizzontale caratteristico : 2,00 kN/m	

DATI PROFILATO MONTANTE:	2 Piatto	B x H (mm) 12x80
	S 275	
F _c =	1.00	(F.conf.-edif.esist.)
γ _{M0} =	1.05	Coefficiente Sicurezza della resistenza
f _{yk} =	2750 daN/cm ²	Tensione caratteristica di snervamento
f _{yd} =	2619 daN/cm ²	Resistenza di calcolo a traz., compr., fless.
f _{yat} =	1512 daN/cm ²	Resistenza di calcolo a taglio
Area =	19.20 cm ²	
Peso =	15.07 daN/ml	
Inerzia =	102.40 cm ⁴	
Modulo di resistenza =	25.60 cm ³	
Momento statico =	0.00 cm ³	
Altezza	80 mm	} SINGOLO PROFILATO
Larghezza	12 mm	
Spessore ala	0.00 mm	
Spessore anima	0.00 mm	
Area a taglio	9.60 cm ²	
Modulo di Resistenza Plastico	0.00 cm ³	
Modulo elastico acciaio	2100000	

DATI PROFILATO PARAPETTO:		1 Tubolare Circolare	Diametro (mm)	40
		S 275	Spessore (mm)	2
$F_c =$	1.00	(F.conf.-edif.esist.)		
$\gamma_{M0} =$	1.05		Coefficiente Sicurezza della resistenza	
$f_{yk} =$	2750	daN/cm ²	Tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} =$	2619	daN/cm ²	Resistenza di calcolo a traz., compr., fless.	
$f_{ydt} =$	1512	daN/cm ²	Resistenza di calcolo a taglio	
Area =	2.39	cm ²		
Peso =	1.87	daN/ml		
Inerzia =	4.32	cm ⁴		
Modulo di resistenza =	2.16	cm ³		
Momento statico =	0.00	cm ³		
Altezza	40.00	mm	} SINGOLO PROFILATO	
Larghezza	40.00	mm		
		mm		
Area a taglio	2.39	cm ²		
Modulo di Resistenza Plastico	0.00	cm ³		
Modulo elastico acciaio	2100000	daN/cm ²		

VERIFICA MONTANTE

Forza agente in testa al montante (SLU)	300.00	daN
Forza agente in testa al montante (SLE)	200.00	daN
$M_{max,SLU} =$	300	daN m
$T_{max,SLU} =$	300	daN
Freccia limite = $1 / 100$	= 1.00	cm
$f_{max} = PL^3/3EJ =$	0.31	cm
	VERIFICATO	

VERIFICA AGLI SLU

VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A TAGLIO	
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$	M_{Ed} = Momento flettente di calcolo $M_{c,Rd}$ = Momento resistente	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$	V_{Ed} = Taglio di calcolo $V_{c,Rd}$ = Taglio resistente
Classe 1 e 2 → $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$		$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} =$	14.516 daN
Classe 3 → $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$	670.48 daN m		
$M_{Ed} = M_{max,SLU} =$	300 daN m	$V_{Ed} = T_{max,SLU} =$	300 daN
$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$	300.00 / 670.48	= 0.45	VERIFICATO
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	300.00 / 14516.24	= 0.02	VERIFICATO

Capitolo: SINTESI GRAFICA DEI DATI E DEI RISULTATI DEL CALCOLO DELLA SCALA

VERIFICA PARAPETTO			
	Carico distribuito lungo il parapetto (SLU)	300.00	daN/m
	Carico distribuito lungo il parapetto (SLE)	200.00	daN/m
$M_{max,SLU} = 38 \text{ daN m}$		$T_{max,SLU} = 150 \text{ daN}$	
Freccia limite = $1 / 200 = 0.50 \text{ cm}$ $f_{max} = 5/384 \cdot qL^4/EJ = 0.29 \text{ cm}$			
			VERIFICATO

VERIFICA AGLI SLU			
VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A TAGLIO	
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$	M_{Ed} = Momento flettente di calcolo $M_{c,Rd}$ = Momento resistente	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$	V_{Ed} = Taglio di calcolo $V_{c,Rd}$ = Taglio resistente
Classe 1 e 2 $\rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$		$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} =$	3.610 daN
Classe 3 $\rightarrow M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$	56.59 daN m		
$M_{Ed} = M_{max,SLU} =$		$V_{Ed} = T_{max,SLU} =$	
38 daN m		150 daN	
$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$	37.50 / 56.59	= 0.66	VERIFICATO
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	150.00 / 3610.32	= 0.04	VERIFICATO

Capitolo: SINTESI GRAFICA DEI DATI E DEI RISULTATI DEL CALCOLO DELLA SCALA

10) CONCLUSIONI

10.1 Licenza d'uso del software utilizzato

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

10.2 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.l.
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.Iva: 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 supermodale 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 preconditionato.

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 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 dalle 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.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

10.3 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 esempi sono disponibili nella cartella Manuali del CD di installazione.

Tale manuale è liberamente scaricabile dall'indirizzo:

<http://www.amv.it/ftpoot/ftp/ManualeValidazioneSolutore.pdf>

10.4 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.

10.5 Giudizio conclusivo

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 Infrastrutture

COMUNE DI GENOVA (GE)
PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA
 AMBITO B3: MEMORIALE. - LOTTO 1 - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO"



COMMITTENTE: **Comune di Genova** | RUP arch. Ines Marasso
 CUP: F84B16000580001 – CIG: 8463484FED



GNOSIS progetti
 via medina 40 | 80133 | napoli
 +39 081 5523312
 gnosis@gnosis.it
 www.gnosis.it



GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI srl
 via Pierino Negrotto Cambiaso, 50/1
 16159 | genova
 info@pec.gambinocostruzioni.com



CROCCO EMANUELE srl
 via Bobbio, 14
 16137 | genova
 info@croccoimpianti.it

oggetto:

- Progetto definitivo
- Progetto esecutivo - 1° stralcio

responsabile progettazione e coordinamento:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

project manager e responsabile architettura:

arch. Mariangela CIMMA

responsabile strutture:

ing. Riccardo AUTIERI

responsabile impianti elettrici:

ing. Antonio PERILLO

responsabile impianti meccanici e prevenzione incendi:

ing. Enrico LANZILLO

coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:

arch. Andrea Martinuzzi

responsabile geologia:

geol. Antonio RIVIELLO



GN.23-001-AI

cod. commessa

SOPPALCO E SCALA - RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Tit. Tavola

PE_SOP_STR.R02

cod tavola

rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
00		---	14.07.2023	A4	GA	RA	FFB
01	EMISSIONE A SEGUITO VERIFICA	---	06.12.2023	A4	GA	RA	FFB

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E MECCANICHE DEI TERRENI.....	4
3	METODOLOGIA DI VERIFICA DELLE NUOVE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	6
3.1	Il caso statico.....	6
3.1.1	Verifiche allo SLE.....	7
3.1.2	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	7
3.2	Il caso sismico.....	12
4	DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE E CONFRONTO COL CARICO AGENTE	14
4.1	CALCOLO DEL CARICO LIMITE.....	15
4.1.1	Campo statico.....	15
4.1.2	Campo sismico.....	18
4.2	CONFRONTO DELLE PRESSIONI SUL TERRENO COL CARICO LIMITE.....	21
4.2.1	Platea soppalco.....	22
4.2.2	Platea scala.....	24
5	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	26
5.1	Platea soppalco e scala.....	27

1 **PREMESSA**

Il progetto dell'intervento di riqualificazione dell'Ambito B₃ del Parco del Ponte in Valpolcevera, prevede la esecuzione delle nuove fondazioni del soppalco e della scala di accesso adiacenti il Museo della Memoria.

I nuovi manufatti da realizzare sono:

- Nuovo soppalco in carpenteria metallica.
- Nuova scala di collegamento al piano soppalcato

Le nuove realizzazioni sopra elencate presentano tutte strutture separate dalla struttura esistente dell'edificio principale e prevedono la esecuzione di fondazioni anch'esse disgiunte da quelle esistenti poste nelle adiacenze.

Per la individuazione delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni in esame si è tenuto conto, oltre che dei dati ed elementi di documentazione riportati nella letteratura geotecnica e nella cartografia geologica ufficiale (Carta Geologica d'Italia), anche e soprattutto di quelli ottenuti alla luce dei saggi geognostici eseguiti sul sito in esame e riportati nella allegata relazione geologica.

2 CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE E MECCANICHE DEI TERRENI

Dalla relazione geologica richiamata in premessa, sono stati desunti i valori delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti:

TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

STRATO	Q _L [m]	(N ₁) _{60-SPT} [l]	γ [kN/m ³]	φ' _{calc} [gradi]	D _r [%]	m [l]	n [l]	v [l]
R	-5,5	60	19/	35	85	1550	0,5	0,3
A	-8	50	19	36	90	1600	0,5	0,3
B	/	30	19	31	68	1000	0,5	0,3

- Q_L = quota del letto dello strato,
 (N₁)_{60-SPT} = resistenza penetrometrica SPT,
 γ = peso di volume fuori falda,
 φ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra φ' e φ'_{cv},
 D_r = densità relativa,
 m = gradiente del modulo di YOUNG E_{vc} nella formulazione E_{vc} = m (σ_c/σ_r)ⁿ σ_r (JANBU); σ_c; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_c in kPa,
 n = coefficiente esponenziale per stima del modulo di Young
 E_{vc} = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di YOUNG E_{UL-RL} di scarico e ricarico è pari a α* E_{vc}; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,
 v = rapporto di POISSON.

Dal punto di vista idrologico, la falda è presente a notevole profondità e non interferisce con i terreni interessati dalle fondazioni da realizzare.

Per quanto riguarda la valutazione della costante di sottofondo K (o costante di Winkler o coefficiente di reazione del terreno), per definizione essa è il rapporto tra il carico applicato al terreno (pressione) ed il cedimento che si verifica. Pertanto non è solo una proprietà del terreno, ma risulta funzione della forma, dimensione delle fondazioni, carichi agenti, costituzione del sottosuolo, natura e caratteristiche dei terreni interessati. Nella fase progettuale, non conoscendo i valori finali di pressione e cedimento, si può fare riferimento all'espressione:

$$K = E_{\text{edometrico}} / B$$

che salta fuori dalla formula del calcolo del cedimento per un mezzo elastico ed omogeneo dopo una serie di passaggi e semplificazioni, oppure facendo riferimento ai cedimenti delle prove su piastra di diametro o lato da b=30 cm; si ottiene la formuletta

$$K = K_1 \left(\frac{B+b_1}{1.5 B} \right) \quad (\text{per terreni incoerenti})$$

$$K = K_1 \left(\frac{b_1}{1.5 B} \right) \quad (\text{per terreni coesivi})$$

dove : b_1 = largh. Piastra = 0.30m

B = larghezza fondazione;

k_1 si desume dalle seguenti tabelle:

VALORI DI K_1 PER TERRENI INCOERENTI (Kg/cm ³)				
		Stato di addensamento		
Tipo di Sabbia		Sciolto	Medio	Denso
	Secca/umida	1.5	5.0	18.0
	Satura	1.0	3.0	10

VALORI DI K_1 PER TERRENI COESIVI (Kg/cm ³)		
Stato di consistenza		
Compatta ($\sigma_r=1\approx 2$ Kg/cm ²)	Molto compatta ($\sigma_r=2\approx 4$ Kg/cm ²)	Dura ($\sigma_r>4$ Kg/cm ²)
2.5	5.5	11.0

Per le fondazioni dei manufatti in oggetto si ottiene un valore di K che varia da 1.00 a 3.00 kg/cm³

Si adotta, per il caso in esame il valore seguente:

- $K_w = 2.00$ kg/cm³

3 METODOLOGIA DI VERIFICA DELLE NUOVE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si distingue, prioritariamente, il caso di fondazioni in campo statico, quindi in assenza di forze sismiche, da quello in fase sismica.

3.1 Il caso statico

Il capitolo 6 delle Norme tecniche tratta il tema delle fondazioni in campo statico; in particolare il par. 6.4.2. riguarda le fondazioni superficiali.

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

Anche il dimensionamento strutturale delle fondazioni e gli effetti dell'interazione suolo-struttura vanno naturalmente verificati sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio.

3.1.1 Verifiche allo SLE

Le N.T.C. riportano :

6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

In pratica si tratta di fare una verifica sulle deformazioni (riportata nel seguito) e la solita verifica della pressione ammissibile determinata dividendo la pressione ultima sul terreno per il coefficiente di sicurezza pari a 3, come indicato dal DM del 1988 che riguarda la geotecnica.

In sintesi:

$$Q_{amm} = q_{ult} / 3.$$

3.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le norme recitano:

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

dove sono evidenziate quelle di interesse della presente relazione.

La nuova norma (attualmente vigente) stabilisce che il dimensionamento delle fondazioni va fatto secondo l'**Approccio 2** :

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per le verifiche utilizzeremo le seguenti tabelle, ricavate dalle NTC2018:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G ₁	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G ₂ ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G₂ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Riassumendo, sarà adottato l' **Approccio 2**, per cui la procedura di verifica è la seguente:

1. Per dimensionare le fondazioni i coefficienti parziali per le azioni (ovvero i γ con cui vanno moltiplicati i carichi) vanno presi nella colonna A1 della tabella 6.2.I delle norme, riportata in precedenza.
Ovvero sono i soliti coefficienti 1.3 e 1.5 che già devono essere adottati nel dimensionamento strutturale. **Non serve quindi introdurre altre combinazioni di carico.**
2. Per determinare la resistenza del terreno **ovvero la pressione ultima q_{ult}** , bisogna utilizzare i coefficienti della colonna M1 della tabella 6.2.II delle norme, riportata in precedenza.
I coefficienti M1 da utilizzare sono tutti unitari, ovvero nell'Approccio 2 non si utilizza nessun coefficiente di sicurezza al riguardo.
3. Ai fini del dimensionamento della capacità portante del terreno, allo stato limite ultimo, bisogna ridurre q_{ult} di un coefficiente di sicurezza R, riportato nella tabella 6.4.I delle norme, riportata in precedenza.

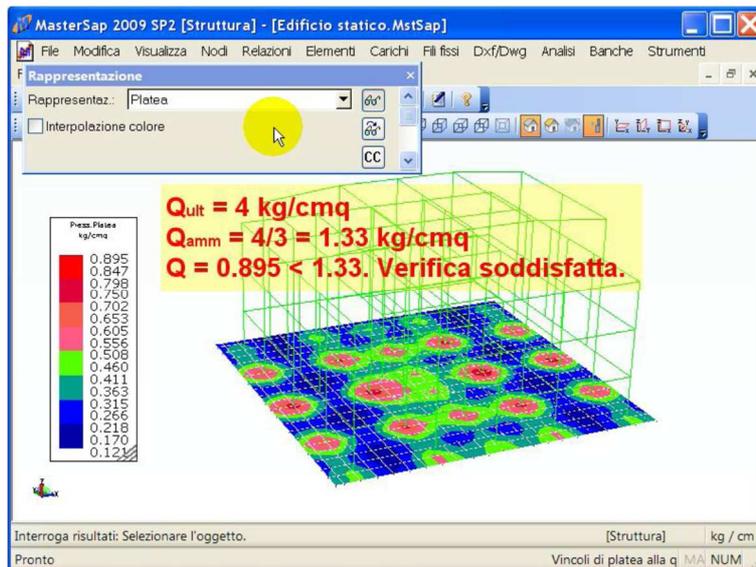
Nell'**Approccio 2** il coefficiente da adottare è il coefficiente R₃, pari a 2.3.

In definitiva, essendo i coefficienti M tutti unitari, con l'**Approccio 2** tutto si riduce a dimensionare la capacità portante del terreno con un fattore di sicurezza 2.3 (anziché il solito 3 dello sle).

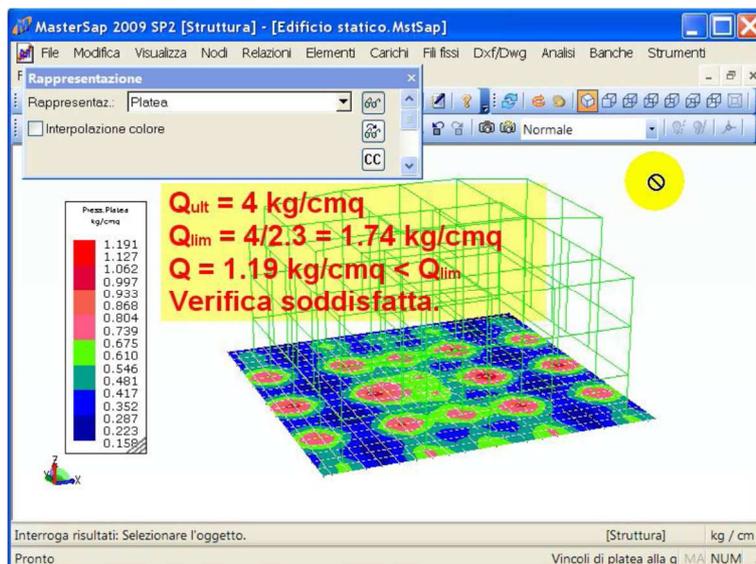
Platee e fondazioni superficiali

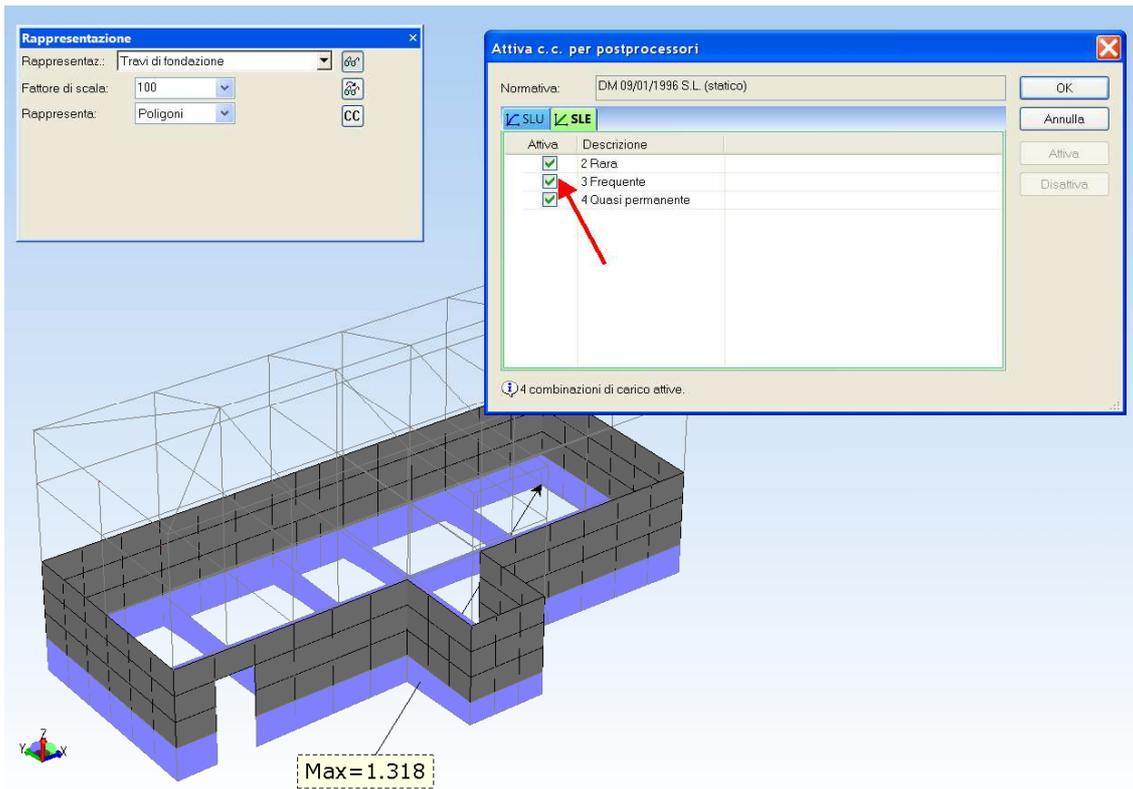
La verifica della pressione sul terreno per platee e fondazioni continue può essere fatta visionando le mappe di output del programma di calcolo ed eventualmente escludendo alcune combinazioni di carico.

- Verifica s.l.e.
Basta controllare la pressione riportata.



- Verifica s.l.u.
Bisogna controllare la pressione e confrontarla con Q_{ult} / γ_R .





La capacità portante del terreno, determinata come illustrato, con i coefficienti M ed R opportuni, è riportata nel capitolo seguente.

3.2 Il caso sismico

Il caso sismico è trattato al par. 7.2.5 delle NTC.

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”;

L'argomento delle fondazioni sismiche è trattato anche al par. 7.11.1 delle NTC 2018.

7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Viene qui semplicemente puntualizzato il fatto che in campo sismico i coefficienti di combinazione (ovvero i cosiddetti coefficienti A) assumono, come noto, valore unitario e non sono quelli introdotti nel capitolo 2 che abbiamo trattato all'inizio.

In altre parole l'impostazione delle combinazioni sismiche che abbiamo fin qui considerato resta inalterata anche al fine del dimensionamento delle fondazioni.

Nello stesso paragrafo viene precisato che anche i coefficienti di tipo M e R restano inalterati.

La verifica della pressione sul suolo allo stato limite ultimo non si differenzia pertanto da quella trattata in campo statico e la pressione sul suolo può essere valutata esaminando i risultati dell'analisi che è stata specificatamente effettuata maggiorando le azioni sismiche.

In definitiva si può semplicemente valutare l'involuppi degli effetti delle combinazioni sia sismiche che statiche nello stesso modello.

Il dimensionamento delle fondazioni non introduce ulteriori novità. Si opera semplicemente su un modello che è stato sottoposto ad azioni sismiche maggiorate e si effettuano in successione le verifiche sia sulle combinazioni sismiche che statiche.

Poiché le fondazioni devono rimanere in campo elastico, non è richiesto un comportamento duttile: si applicano quindi le regole per il dimensionamento stabilite dal capitolo 4 per le azioni statiche.

Da segnalare che anche i minimi di norma non sono particolarmente impegnativi considerato che l'armatura minima, superiore e inferiore è pari allo 0.1% per le platee e allo 0.2% per le travi di fondazione.

4 DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE E CONFRONTO COL CARICO AGENTE

Il carico limite delle fondazioni su cui poggiano le murature portanti dell'edificio in esame, viene determinato con le formule di TERZAGHI-MEYERHOF, tenendo conto del fattore di forma, della eccentricità e della inclinazione dei carichi, oltre che della presenza della eventuale falda.

La quota di calcolo del carico limite è posta pari a 150cm, pari alla media tra la quota della fondazione esistente e la quota di posa dei cordoli di allargamento della fondazione.

$$Q_{lim} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot C + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2$$

dove:

- A_q , A_c , A_γ sono dei coefficienti che rappresentano il prodotto del fattore di forma per i fattori di riduzione che tengono conto della inclinazione e della eccentricità dei carichi.
- N_q , N_c , N_γ sono dei fattori funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;
- γ_1 è il peso specifico del terreno al di sopra del piano di posa;
- γ_2 è il peso specifico del terreno al di sotto del piano di posa;
- D è la profondità della fondazione;
- C è il coefficiente di coesione;
- B è la larghezza della fondazione.

Nel seguito si riporta il calcolo del carico limite delle fondazioni, nei vari casi presenti nel complesso in esame, come output del foglio di calcolo elaborato dallo scrivente.

4.1 CALCOLO DEL CARICO LIMITE

4.1.1 Campo statico

CARICO LIMITE PER FONDAZIONI DIRETTE - GENOVA MEMORIALE SOPPALCO - Statico

Q =	59 400	Kg	SLU
N =	78 705	Kg	
M =		Kgm	
T =		Kg	

S.L.E. : C.Sic. = 3			
S.L.U.			
Appr.	2		
A	M	R	C.Sic.
A1	M1	R3	2,3

CONDIZIONE DRENATA

$$Q_{lim} = N_q \Psi_q \zeta_q \xi_q \alpha_q \beta_q (\gamma_1 (D-a) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) a) + N_c \Psi_c \zeta_c \xi_c \alpha_c \beta_c C' + N_\gamma \Psi_\gamma \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma \gamma'_2 B'/2 + \gamma_w a$$

Caratteristiche fisiche				Caratteristiche meccaniche				Q. primo calpestio da base fond.	
γ_1 (t/m ³)	γ_{1sat} (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	γ'_2 (t/m ³)	ϕ' (°)	C' (t/m ²)	E _{ed} (t/m ²)	C _U (t/m ²)	(m)	
1,90	2,00	1,00	1,90	35,00	0,00	3000	0,00	1,00	

Dati geometrici piano di posa				Dati geometrici fondazione					Carichi	
ϵ (°)	ω (°)	a (m)	D (m)	H (m)	B (m)	L (m)	e _B (m)	e _L (m)	q _v (t)	q _h (t)
0,00	0,00	0,00	1,00	0,50	3,30	3,60	0,00	0,00	78,71	0,00

Coefficienti di carico limite N_q N_c N_γ

ϕ	N_q	N_c	N_γ	ϕ	N_q	N_c	N_γ
10	2,47	8,35	1,22	26	11,85	22,25	12,54
11	2,71	8,80	1,44	27	13,20	23,94	14,47
12	2,97	9,28	1,69	28	14,72	25,80	16,72
13	3,26	9,81	1,97	29	16,44	27,86	19,34
14	3,59	10,37	2,29	30	18,40	30,14	22,40
15	3,94	10,98	2,65	31	20,63	32,67	25,99
16	4,34	11,63	3,06	32	23,18	35,49	30,22
17	4,77	12,34	3,53	33	26,09	38,64	35,19
18	5,26	13,10	4,07	34	29,44	42,16	41,06
19	5,80	13,93	4,68	35	33,30	46,12	48,03
20	6,40	14,83	5,39	36	37,75	50,59	56,31
21	7,07	15,82	6,20	37	42,92	55,63	66,19
22	7,82	16,88	7,13	38	48,93	61,35	78,03
23	8,66	18,05	8,20	39	55,98	67,87	92,25
24	9,60	19,32	9,44	40	64,20	75,31	109,4
25	10,66	20,72	10,88	41	73,90	83,88	130,2

Coefficienti di forma ζ_q ζ_c ζ_γ

Forma fondazione	ζ_q	ζ_c	ζ_γ
Rettangolo di lati B,L (B<L)	$1+(B/L) \tan\phi$	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1-0,4(B/L)$
Quadrato, cerchio (B=L)	$1+ \tan\phi$	$1+(N_q/N_c)$	0,60

Coefficienti inclinazione piano di posa α_q α_c α_γ

$\alpha_q = \alpha_\gamma = (1 - \tan\phi)^2$

$\alpha_c = \alpha_q - (1 - \alpha_q)/(N_c \tan\phi)$

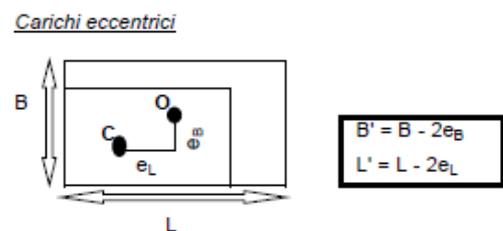
Coefficienti inclinazione piano di campagna β_q β_c β_γ

$\beta_q = (1 - \tan\omega)^2 \cos\omega$

$\beta_c = \beta_\gamma - (1 - \beta_\gamma)/(N_c \tan\phi)$

$\beta_\gamma = \beta_q / \cos\omega$

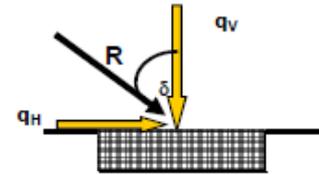
Valido per $\epsilon < \pi/4$ $\omega < \pi/4$ $\omega < \phi$



Rid. forma fondazione		Coefficiente m	
B' (m)	L' (m)	m/B (m)	m/L (m)
3,30	3,60	1,52	1,48

Coefficienti inclinazione del carico

$\xi_q \xi_c \xi_\gamma$



Tipo terreno	ξ_q	ξ_c	ξ_γ
Incoerente	$(1 - \text{tg} \delta)^m$	-	$(1 - \text{tg} \delta)^{m+1}$
Coesivo	1	$1 - (mq_H)/(cN_c)$	-
Dotato di attrito e coesione	$1 - (q_H/(q_v + c \text{cotg} \phi))^m$	$\xi_q - (1 - \xi_q)/N_c \text{tg} \phi$	$1 - (q_H/(q_v + c \text{cotg} \phi))^{m+1}$

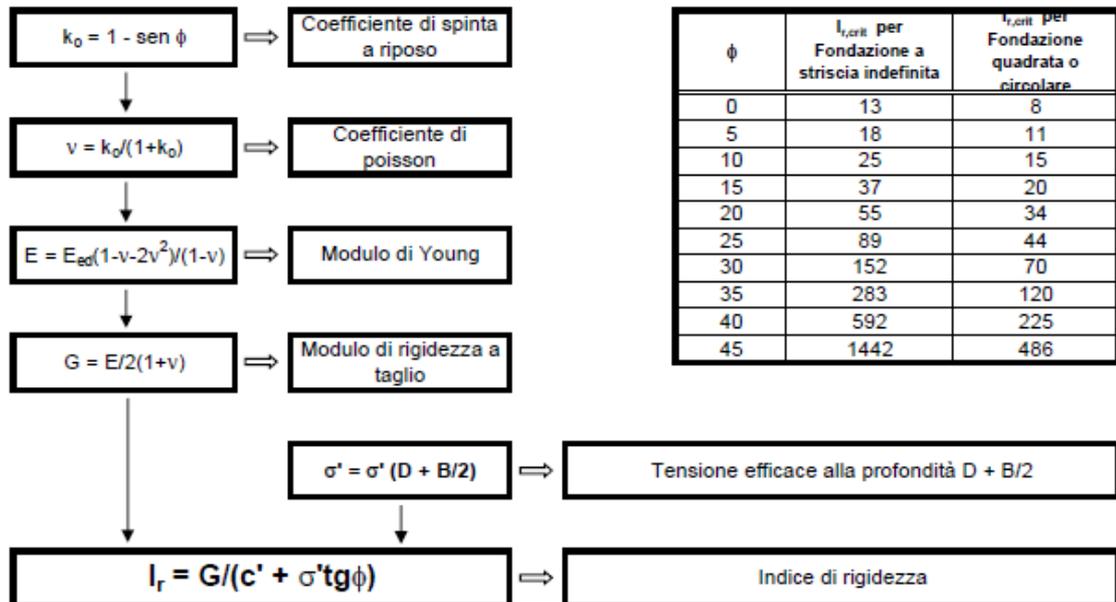
$q_H // B$	$m = (2+B/L)/(1+B/L)$
$q_H // L$	$m = (2+L/B)/(1+L/B)$

Verifica al punzonamento (solo per terreni incoerenti) $\Psi_q \Psi_c \Psi_\gamma$

$$I_r = G/(c' + \sigma' \text{tg} \phi)$$

$$I_{r,crit} = 1/2 e^{3,3-0,45(B/L) \text{cotg}(1/4 - \phi/2)}$$

Tipo terreno	$I_r < I_{r,crit}$		$I_r > I_{r,crit}$
	Attrito e coesione	Coesivo	
Ψ_q	$e^{(0,6B/L - 4,4) \text{tg} \phi + 3,07 \text{sen} \phi \text{lg}(2I_r)/(1 + \text{sen} \phi)}$	1	1
Ψ_c	$\Psi_q - (1 - \Psi_q)/N_c \text{tg} \phi$	$0,32 + 0,12B/L + 0,6 \text{lg} I_r$	1
Ψ_γ	Ψ_q	1	1



Coefficienti di carico limite		
N _q	N _c	N _γ
33,30	46,12	48,03



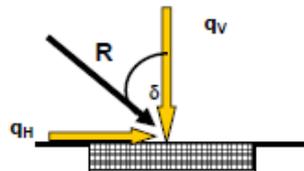
Coefficienti di forma		
ζ _q	ζ _c	ζ _γ
1,64	1,66	0,63



Coefficienti incl. Piano di posa		
α _q	α _c	α _γ
1,00	1,00	1,00

Coef. incl. Piano campagna		
β _q	β _c	β _γ
1,00	1,00	1,00

Coef. di inclinazione carico		
ξ _q	ξ _c	ξ _γ
1,00	1,00	1,00



Coeff. e moduli geotecnici			
k _o	v	E	G
(-)	(-)	(t/m ²)	(t/m ²)
0,43	0,30	2234	860

$$I_r = G / (c' + \sigma' \text{tg} \phi)$$

244,09



$$I_{r,crit} = 1/2 e^{3,3-0,45(B/L)\text{cotg}(\pi/4 - \phi/2)}$$

128



Coefficienti di punzonamento		
Ψ _q	Ψ _c	Ψ _γ
1,00	1,00	1,00

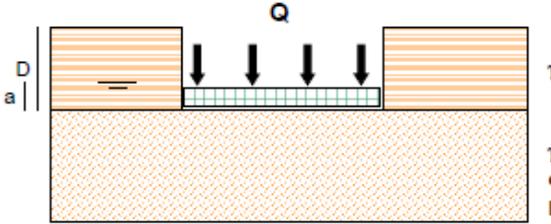
FATTORI CARICO LIMITE			
1° Termine (t/m ²)	2° Termine (t/m ²)	3° Termine (t/m ²)	Sottospinta (t/m ²)
103,84	0,00	95,36	0,00

S.L.E.	
Q _{lim}	Q _{amm}
Cond. Dren. (t/m ²)	Cond. Dren. (t/m ²)
199,20 t/mq	66,40 t/mq
19,92 Kg/cmq	6,64 Kg/cmq

S.L.U.	
Q _{lim}	Q _{slu}
Cond. Dren. (t/m ²)	Cond. Dren. (t/m ²)
199,20 t/mq	86,61 t/mq
19,92 Kg/cmq	8,66 Kg/cmq

4.1.2 Campo sismico

CARICO LIMITE PER FONDAZIONI DIRETTE - GENOVA MEMORIALE - Sismico



Q =	42 857 Kg	S.L.U.
N =	73 745 Kg	
M =	9 500 Kgm	
T =	8 800 Kg	

S.L.E. : C.Sic. = 3	
S.L.U.	
Appr. 2	
A M R C.Sic.	
A1 M1 R3	2,3

$$Q_{lim} = N_q \Psi_q \zeta_q \xi_q \alpha_q \beta_q (\gamma_1 (D-a) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)a) + N_c \Psi_c \zeta_c \xi_c \alpha_c \beta_c C' + N_\gamma \Psi_\gamma \zeta_\gamma \xi_\gamma \alpha_\gamma \beta_\gamma \gamma_2 B'/2 + \gamma_w a$$

Caratteristiche fisiche			
γ_1 (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)
1,90	2,00	1,00	1,90

Caratteristiche meccaniche			
ϕ' (°)	C' (t/m ²)	E _{ed} (t/m ²)	C _U (t/m ²)
35,00	0,00	3000	0,00

Q. primo calpestio da base fond.
(m)
1,00

Dati geometrici piano di posa			
ϵ (°)	ω (°)	a (m)	D (m)
0,00	0,00	0,00	1,00

Dati geometrici fondazione				
H (m)	B (m)	L (m)	e _B (m)	e _L (m)
0,80	3,30	3,60	0,13	0,13

Carichi	
q _v (t)	q _h (t)
73,75	8,80

Coefficienti di carico limite $N_q \ N_c \ N_\gamma$

ϕ	N _q	N _c	N _γ	ϕ	N _q	N _c	N _γ
10	2,47	8,35	1,22	26	11,85	22,25	12,54
11	2,71	8,80	1,44	27	13,20	23,94	14,47
12	2,97	9,28	1,69	28	14,72	25,80	16,72
13	3,26	9,81	1,97	29	16,44	27,86	19,34
14	3,59	10,37	2,29	30	18,40	30,14	22,40
15	3,94	10,98	2,65	31	20,63	32,67	25,99
16	4,34	11,63	3,06	32	23,18	35,49	30,22
17	4,77	12,34	3,53	33	26,09	38,64	35,19
18	5,26	13,10	4,07	34	29,44	42,16	41,06
19	5,80	13,93	4,68	35	33,30	46,12	48,03
20	6,40	14,83	5,39	36	37,75	50,59	56,31
21	7,07	15,82	6,20	37	42,92	55,63	66,19
22	7,82	16,88	7,13	38	48,93	61,35	78,03
23	8,66	18,05	8,20	39	55,96	67,87	92,25
24	9,60	19,32	9,44	40	64,20	75,31	109,4
25	10,66	20,72	10,88	41	73,90	83,86	130,2

Coefficienti di forma $\zeta_q \ \zeta_c \ \zeta_\gamma$

Forma fondazione	ζ_q	ζ_c	ζ_γ
Rettangolo di lati B,L (B<L)	1+(B/L) tgφ	1+(B/L)(N _q /N _c)	1-0,4(B/L)
Quadrato, cerchio (B=L)	1+ tgφ	1+(N _q /N _c)	0,60

Coefficienti inclinazione piano di posa $\alpha_q \ \alpha_c \ \alpha_\gamma$

$\alpha_q = \alpha_\gamma = (1 - \epsilon \text{tg}\phi)^2$

$\alpha_c = \alpha_q - (1 - \alpha_q)/(N_c \text{tg}\phi)$

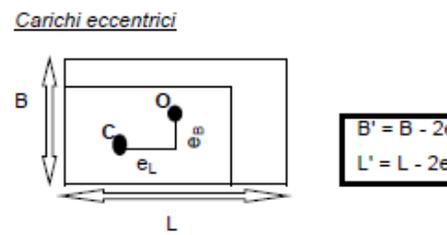
Coefficienti inclinazione piano di campagna $\beta_q \ \beta_c \ \beta_\gamma$

$\beta_q = (1 - \text{tg}\omega)^2 \cos\omega$

$\beta_c = \beta_\gamma - (1 - \beta_\gamma)/(N_c \text{tg}\phi)$

$\beta_\gamma = \beta_q / \cos\omega$

Valido per $\epsilon < \pi/4$ $\omega < \pi/4$ $\omega < \phi$



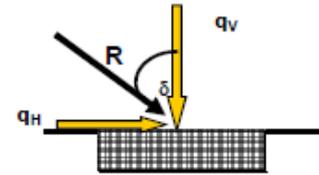
Rid. forma fondazione		Coefficiente m	
B' (m)	L' (m)	m/B (m)	m/L (m)
3,04	3,34	1,52	1,48

Capitolo: DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE E CONFRONTO COL CARICO AGENTE

Coefficienti inclinazione del carico

$\xi_q \xi_c \xi_\gamma$

Tipo terreno	ξ_q	ξ_c	ξ_γ
Incoerente	$(1-\text{tg}\delta)^m$	-	$(1-\text{tg}\delta)^{m+1}$
Coesivo	1	$1-(mq_H)/(cN_c)$	-
Dotato di attrito e coesione	$1 - (q_H/(q_V+c\text{cotg}\phi))^m$	$\xi_q - (1-\xi_q)/N_c\text{tg}\phi$	$1-(q_H/(q_V+c\text{cotg}\phi))^{m+1}$



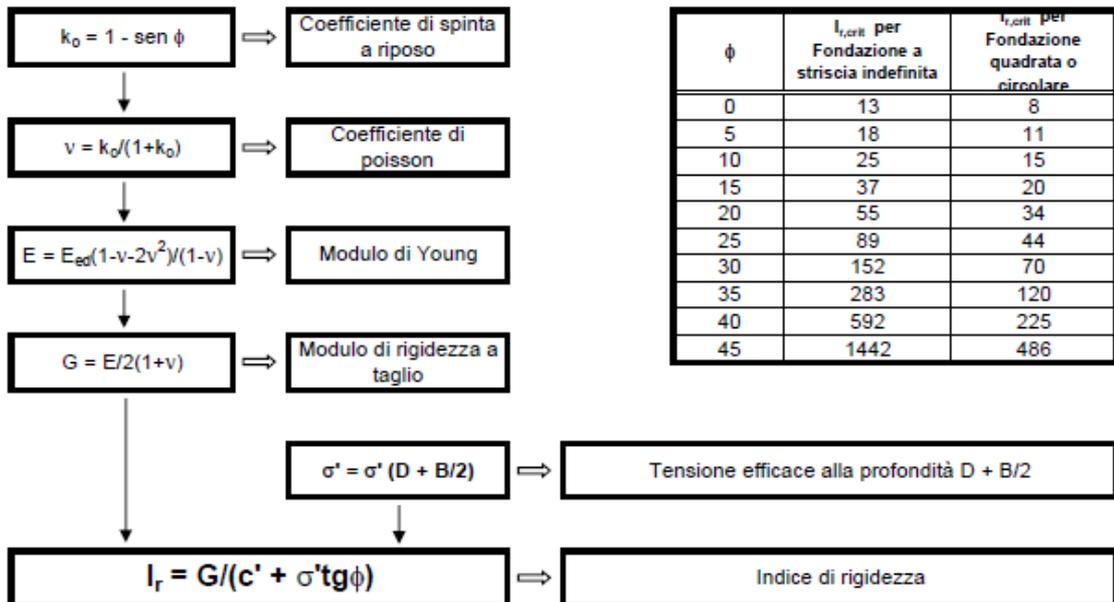
$q_H // B \quad m = (2+B/L)/(1+B/L)$
 $q_H // L \quad m = (2+L/B)/(1+L/B)$

Verifica al punzonamento (solo per terreni incoerenti) $\Psi_q \Psi_c \Psi_\gamma$

$I_r = G/(c' + \sigma'\text{tg}\phi)$

$I_{r,crit} = 1/2 e^{3,3-0,45(B/L)\text{cotg}(1/4 - \phi/2)}$

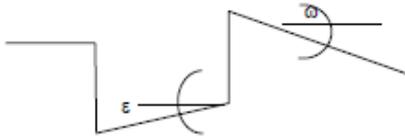
Tipo terreno	$I_r < I_{r,crit}$		$I_r > I_{r,crit}$
	Attrito e coesione	Coesivo	
Ψ_q	$e^{(0,6B/L - 4,4)\text{tg}\phi + 3,07\text{sen}\phi \lg(2I_r)/(1+\text{sen}\phi)}$	1	1
Ψ_c	$\Psi_q - (1-\Psi_q)/N_c \text{tg}\phi$	$0,32 + 0,12B/L + 0,6\lg I_r$	1
Ψ_γ	Ψ_q	1	1



Coefficienti di carico limite		
N _q	N _c	N _γ
33,30	46,12	48,03



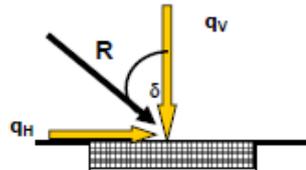
Coefficienti di forma		
ζ _q	ζ _c	ζ _γ
1,64	1,66	0,64



Coefficienti incl. Piano di posa		
α _q	α _c	α _γ
1,00	1,00	1,00

Coef. incl. Piano campagna		
β _q	β _c	β _γ
1,00	1,00	1,00

Coef. di inclinazione carico		
ξ _q	ξ _c	ξ _γ
0,96	0,96	1,00



Coeff. e moduli geotecnici			
k _o	v	E	G
(-)	(-)	(t/m ²)	(t/m ²)
0,43	0,30	2234	860

$$I_r = G / (c' + \sigma' \text{tg} \phi)$$

244,09



$$I_{r,crit} = 1/2 e^{3,3-0,45(B/L)\text{cotg}(\pi/4 - \phi/2)}$$

129



Coefficienti di punzonamento		
Ψ _q	Ψ _c	Ψ _γ
1,00	1,00	1,00

FATTORI CARICO LIMITE			
1° Termine (t/m ²)	2° Termine (t/m ²)	3° Termine (t/m ²)	Sottospinta (t/m ²)
99,48	0,00	87,86	0,00

S.L.E.	
Q _{lim}	Q _{amm}
Cond. Dren. (t/m ²)	Cond. Dren. (t/m ²)
187,34 t/mq	62,45 t/mq
18,73 Kg/cmq	6,24 Kg/cmq

S.L.U.	
Q _{lim}	Q _{slu}
Cond. Dren. (t/m ²)	Cond. Dren. (t/m ²)
187,34 t/mq	81,45 t/mq
18,73 Kg/cmq	8,15 Kg/cmq

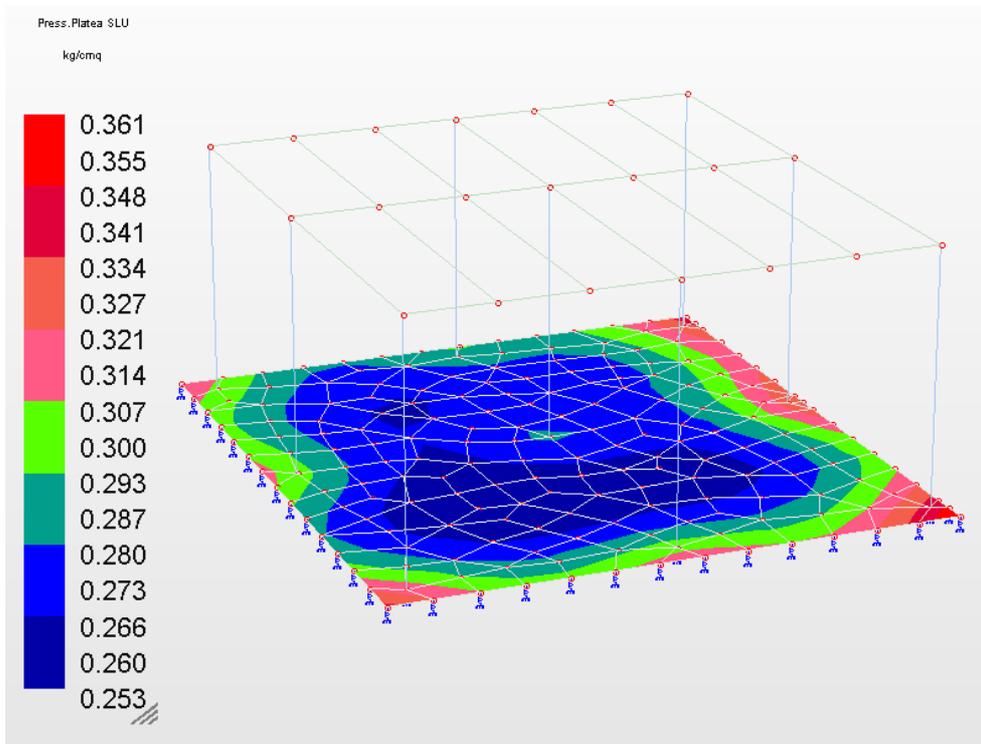
4.2 CONFRONTO DELLE PRESSIONI SUL TERRENO COL CARICO LIMITE

Nel seguito si riportano gli schemi grafici con la indicazione delle tensioni agenti in fondazione, per le due strutture di fondazione oggetto della presente relazione, nel caso di stato limite ultimo in campo statico e in campo sismico e stato limite di esercizio (in daN/cm²).

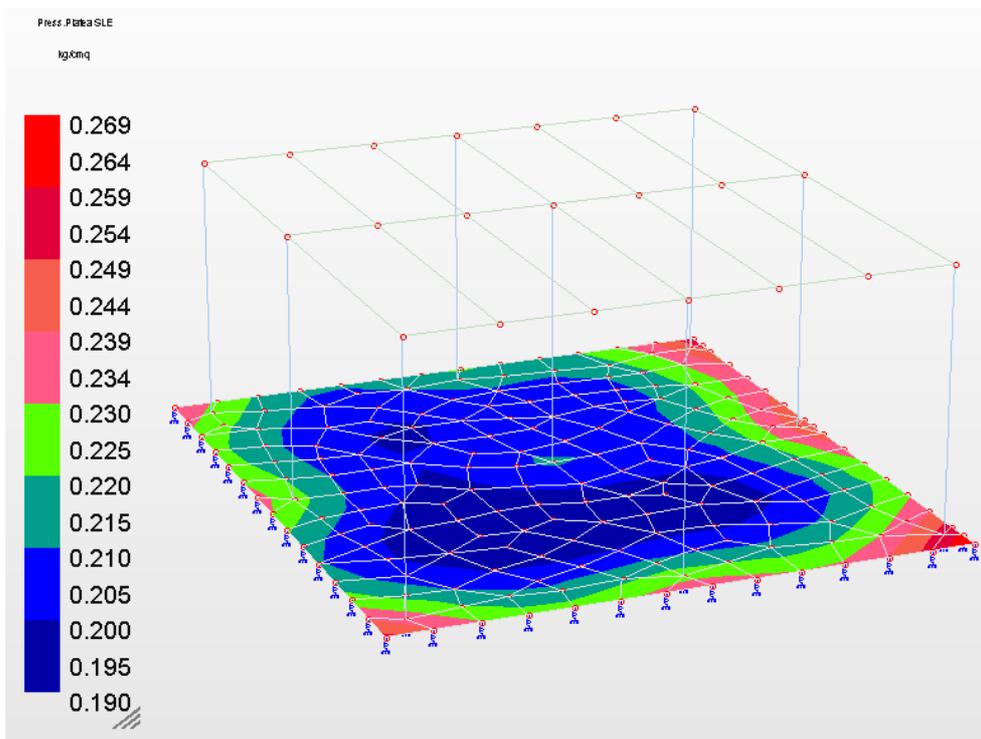
In tutti i casi, si può rilevare che il valore della pressione agente è inferiore a q_{ult} / γ_R

4.2.1 Platea soppalco

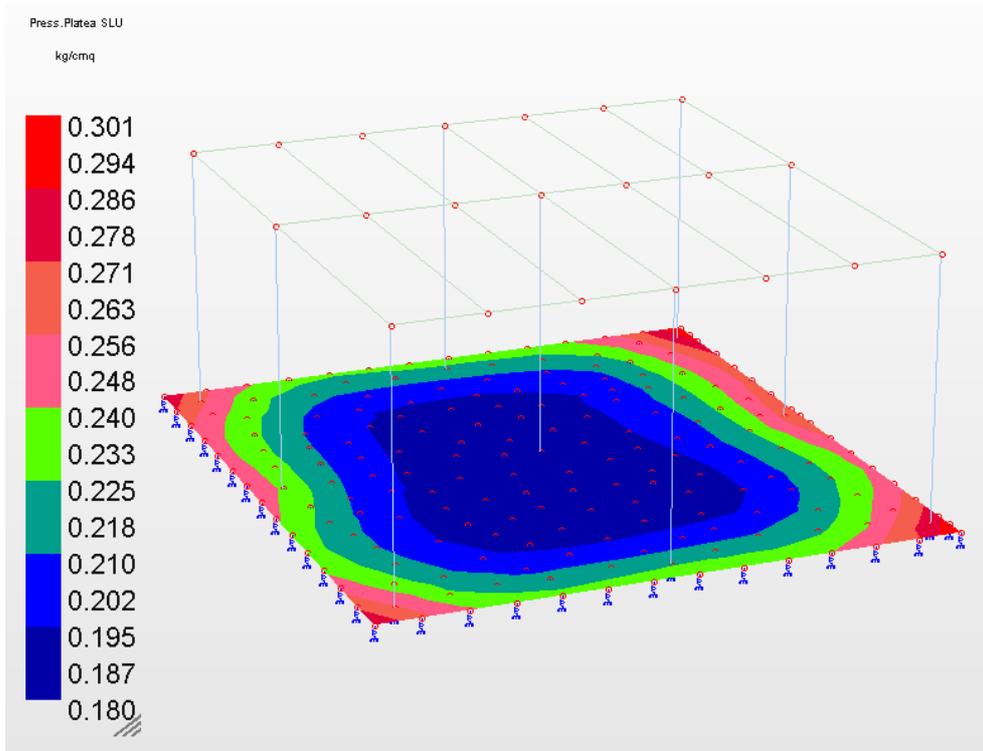
MASSIMA TENSIONE SLU IN FONDAZIONE IN CAMPO STATICO



MASSIMA TENSIONE SLE IN FONDAZIONE

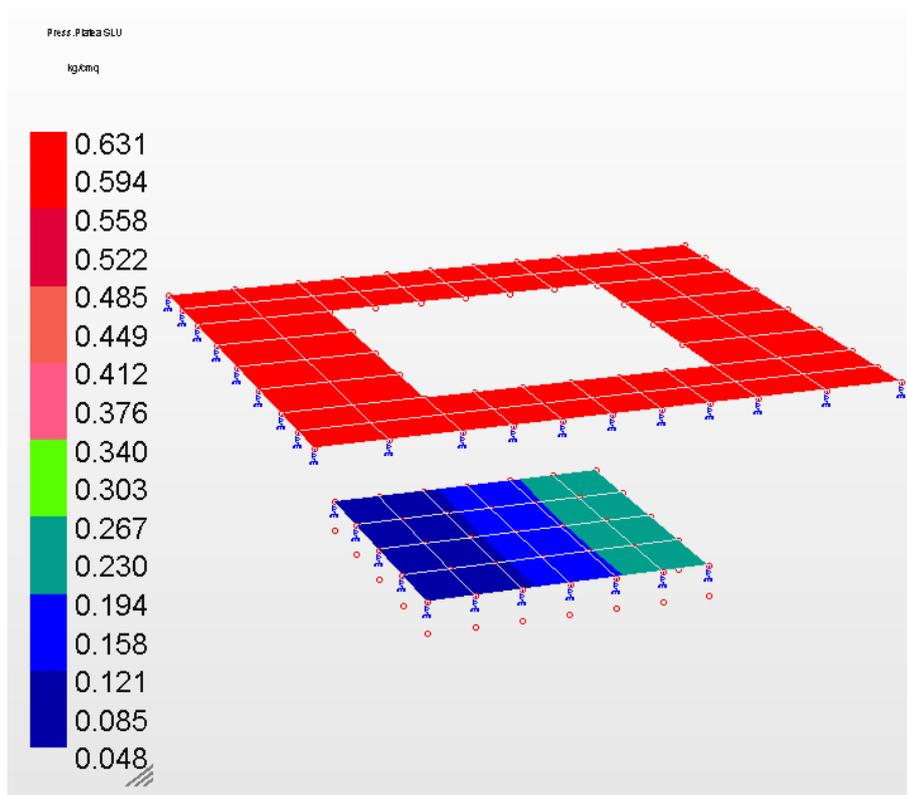


MASSIMA TENSIONE SLU IN FONDAZIONE – CASO SISMICO

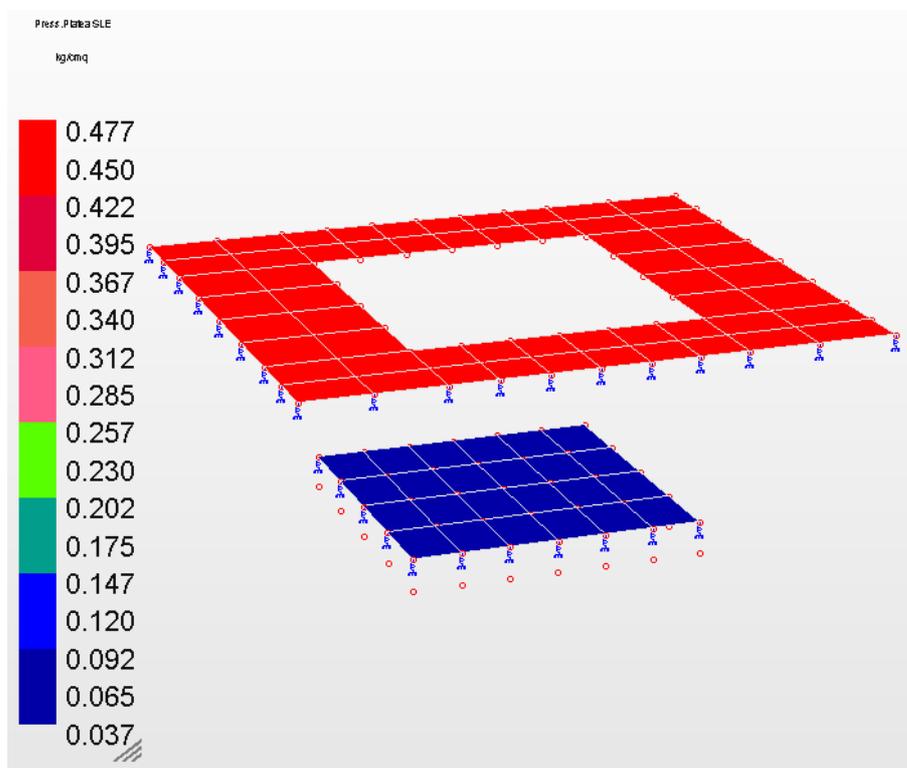


4.2.2 Platea scala

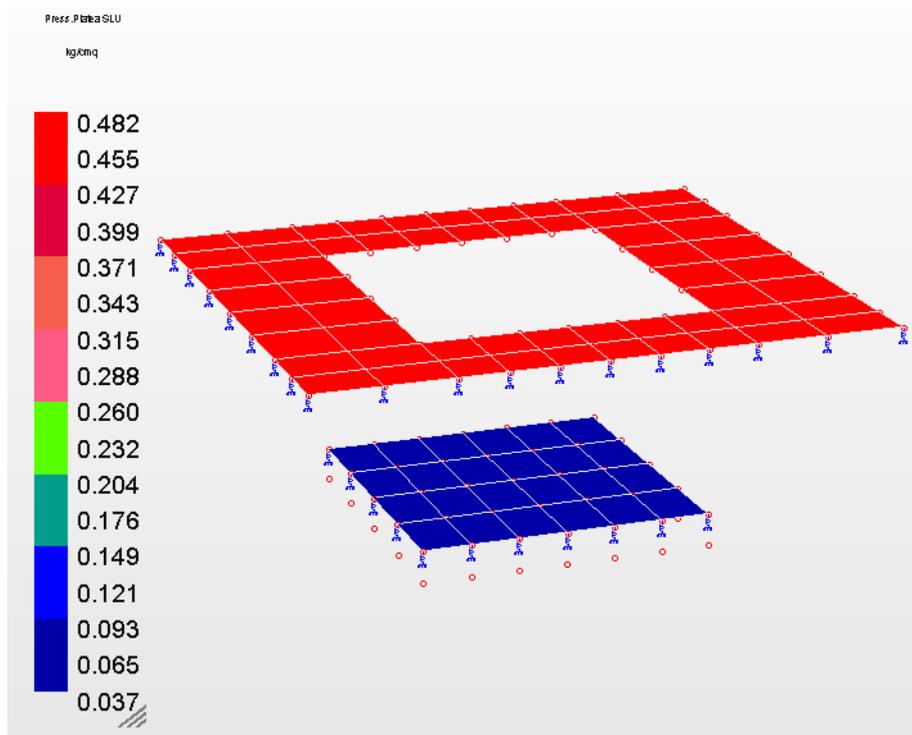
MASSIMA TENSIONE SLU IN FONDAZIONE IN CAMPO STATICO



MASSIMA TENSIONE SLE IN FONDAZIONE



MASSIMA TENSIONE SLU IN FONDAZIONE – CASO SISMICO



5 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Nel seguito si riporta la valutazione dei cedimenti per le fondazioni dei nuovi manufatti. Tali valori sono stati comparati ai massimi ammissibili, prendendo a riferimento la seguente tabella:

Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo So-wers (1962)

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
Cedimento massimo	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
ρ_{\max} (cm)	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiere, silos	7,5÷30

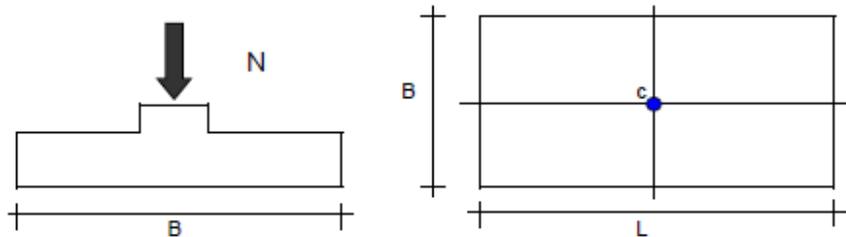
Nel caso in esame il valore di riferimento del cedimento massimo è assunto pari a 5 cm

5.1 Platea soppalco e scala

La valutazione dei cedimenti è riferita al caso più gravoso della platea della scala, nella combinazione di carico "rara". Il calcolo ha condotto ad un valore del cedimento inferiore a quello massimo riportato nel paragrafo precedente.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO: PLATEA SOPPALCO MEMORIALE VALPOLCEVERA



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = (((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5})$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

- B = 3,30 (m) (Larghezza della Fondazione)
- L = 3,60 (m) (Lunghezza della Fondazione)
- N = 600 (kN) (Carico Verticale Agente)
- q = 50,51 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
- ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	R	5,50	0,0	5,5	0,2	30000	0,35	0,36
2	A	2,50	5,5	8,0	0,2	40000	0,30	0,03
-		0,00	0,0	0,0	0,2	0	0,30	-
-		0,00	0,0	0,0	0,2	0	0,25	-
-		0,00	0,0	0,0	1,0	0	0,00	-
-		0,00	0,0	0,0	1,0	0	0,00	-

$$\delta_{ctot} = 0,40 \text{ (cm)}$$

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	v	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0,00	0,2	1							30000	0,35		
0,20	0,2	1	1,80	1,65	2,44	47,89	44,06	43,83	30000	0,35	0,01	0,01
0,40	0,2	1	1,82	1,68	2,46	43,31	8,04	7,88	30000	0,35	0,03	0,04
0,60	0,2	1	1,87	1,72	2,49	39,99	5,64	5,40	30000	0,35	0,02	0,06
0,80	0,2	1	1,93	1,79	2,54	37,62	3,83	3,55	30000	0,35	0,02	0,08
1,00	0,2	1	2,01	1,88	2,60	35,67	2,50	2,20	30000	0,35	0,02	0,11
1,20	0,2	1	2,11	1,98	2,68	33,80	1,55	1,26	30000	0,35	0,02	0,13
1,40	0,2	1	2,22	2,10	2,77	31,86	0,87	0,61	30000	0,35	0,02	0,15
1,60	0,2	1	2,34	2,23	2,87	29,85	0,40	0,16	30000	0,35	0,02	0,17
1,80	0,2	1	2,48	2,37	2,98	27,80	0,07	-0,13	30000	0,35	0,02	0,19
2,00	0,2	1	2,62	2,52	3,09	25,78	-0,15	-0,33	30000	0,35	0,02	0,21
2,20	0,2	1	2,77	2,67	3,22	23,82	-0,30	-0,45	30000	0,35	0,02	0,22
2,40	0,2	1	2,92	2,83	3,35	21,96	-0,39	-0,51	30000	0,35	0,01	0,24
2,60	0,2	1	3,08	3,00	3,49	20,23	-0,45	-0,55	30000	0,35	0,01	0,25
2,80	0,2	1	3,24	3,16	3,64	18,62	-0,48	-0,56	30000	0,35	0,01	0,26
3,00	0,2	1	3,41	3,34	3,79	17,15	-0,49	-0,56	30000	0,35	0,01	0,27
3,20	0,2	1	3,58	3,51	3,95	15,80	-0,49	-0,55	30000	0,35	0,01	0,28
3,40	0,2	1	3,76	3,69	4,11	14,58	-0,48	-0,53	30000	0,35	0,01	0,29
3,60	0,2	1	3,94	3,87	4,27	13,47	-0,47	-0,51	30000	0,35	0,01	0,30
3,80	0,2	1	4,11	4,05	4,43	12,47	-0,45	-0,49	30000	0,35	0,01	0,31
4,00	0,2	1	4,30	4,23	4,60	11,55	-0,43	-0,46	30000	0,35	0,01	0,32
4,20	0,2	1	4,48	4,42	4,77	10,73	-0,41	-0,44	30000	0,35	0,01	0,33
4,40	0,2	1	4,66	4,61	4,94	9,98	-0,39	-0,42	30000	0,35	0,01	0,33
4,60	0,2	1	4,85	4,79	5,12	9,30	-0,38	-0,40	30000	0,35	0,01	0,34
4,80	0,2	1	5,03	4,98	5,30	8,68	-0,36	-0,37	30000	0,35	0,01	0,35
5,00	0,2	1	5,22	5,17	5,47	8,11	-0,34	-0,35	30000	0,35	0,01	0,35
5,20	0,2	1	5,41	5,36	5,65	7,60	-0,32	-0,34	30000	0,35	0,01	0,36
5,40	0,2	1	5,60	5,55	5,84	7,13	-0,31	-0,32	30000	0,35	0,00	0,36
5,60	0,2	2	5,79	5,74	6,02	6,69	-0,29	-0,30	40000	0,30	0,00	0,37
5,80	0,2	2	5,98	5,93	6,20	6,30	-0,28	-0,29	40000	0,30	0,00	0,37
6,00	0,2	2	6,17	6,13	6,39	5,94	-0,26	-0,27	40000	0,30	0,00	0,37
6,20	0,2	2	6,36	6,32	6,57	5,60	-0,25	-0,26	40000	0,30	0,00	0,38
6,40	0,2	2	6,55	6,51	6,76	5,29	-0,24	-0,24	40000	0,30	0,00	0,38
6,60	0,2	2	6,74	6,71	6,94	5,01	-0,23	-0,23	40000	0,30	0,00	0,38
6,80	0,2	2	6,94	6,90	7,13	4,75	-0,22	-0,22	40000	0,30	0,00	0,38
7,00	0,2	2	7,13	7,09	7,32	4,50	-0,21	-0,21	40000	0,30	0,00	0,39
7,20	0,2	2	7,32	7,29	7,51	4,28	-0,20	-0,20	40000	0,30	0,00	0,39
7,40	0,2	2	7,52	7,48	7,70	4,07	-0,19	-0,19	40000	0,30	0,00	0,39
7,60	0,2	2	7,71	7,68	7,89	3,87	-0,18	-0,18	40000	0,30	0,00	0,39
7,80	0,2	2	7,91	7,87	8,08	3,69	-0,17	-0,18	40000	0,30	0,00	0,39
8,00	0,2	2	8,10	8,07	8,27	3,52	-0,16	-0,17	40000	0,30	0,00	0,40

COMUNE DI GENOVA (GE)
PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA
 AMBITO B3: MEMORIALE. - LOTTO 1 - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO"



COMMITTENTE: **Comune di Genova** | RUP arch. Ines Marasso
 CUP: F84B16000580001 – CIG: 8463484FED



GNOSIS progetti
 via medina 40 | 80133 | napoli
 +39 081 5523312
 gnosis@gnosis.it
 www.gnosis.it



GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI srl
 via Pierino Negrotto Cambiaso,50/1
 16159 | genova
 info@pec.gambinocostruzioni.com



CROCCO EMANUELE srl
 via Bobbio,14
 16137 | genova
 info@croccoimpianti.it

oggetto:

- Progetto definitivo
- Progetto esecutivo - 1° stralcio

responsabile progettazione e coordinamento:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

project manager e responsabile architettura:

arch. Mariangela CIMMA

responsabile strutture:

ing. Riccardo AUTIERI

responsabile impianti elettrici:

ing. Antonio PERILLO

responsabile impianti meccanici e prevenzione incendi:

ing. Enrico LANZILLO

coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:

arch. Andrea Martinuzzi

responsabile geologia:

geol. Antonio RIVIELLO



GN.23-001-AI

cod. commessa

SOPPALCO E SCALA - RELAZIONE SUI MATERIALI DELLE STRUTTURE

Tit. Tavola

PE_SOP_S.R03

cod. tavola

rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
00		---	14.07.2023	A4	GA	RA	FFB

Sommario

1	GENERALITA'	3
2	CONGLOMERATI PER GETTI IN OPERA	4
2.1	Ghiaia e sabbia	4
2.2	Acqua	5
2.3	Cemento	5
2.4	Dosatura dei materiali	6
2.5	Prescrizione per il disarmo	6
2.6	Provini da prelevarsi in cantiere	6
2.7	Scheda riepilogativa	11
3	ACCIAIO PER C.A.	13
3.1	Controlli in cantiere delle barre d'armatura	13
3.2	Scheda riepilogativa	14
4	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	15
4.1	Saldature	16

1 GENERALITA'

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per la esecuzione delle nuove strutture sono quelle di seguito riportate:

CEMENTO ARMATO

- Calcestruzzo per strutture di fondazione: C28/35 (Rck 350)
- Calcestruzzo per strutture in elevazione: C30/37 (Rck 370)
- Acciaio di armatura : B450C

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

- Profilati, piatti e lamiere : acciaio tipo S355 JO
- Viti : Classe 10.9 UNI 4016-2002
- Dadi : Classe 10.9 UNI 4016-2002
- Rosette : acciaio C50 UNI 10083

2 CONGLOMERATI PER GETTI IN OPERA

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;

UNI EN 206-1/2006;

UNI 11104.

Per ottenere una buona qualità dell'impasto si doseranno gli inerti in maniera da ridurre al minimo i vuoti. In particolare, per un metro cubo di conglomerato, saranno utilizzati 0.80mc di pietrisco di tipo 8-32 e 0.40mc di sabbia di fiume.

L'impasto dovrà essere omogeneo, ben mescolato e battuto; comunque sarà mantenuto un rapporto acqua/cemento costante e con valore intorno a 0.50.

2.1 Ghiaia e sabbia

Gli inerti naturali o di frantumazione saranno non gelivi e non friabili; essi dovranno essere privi di sostanze organiche, limose o argillose. Inoltre non dovranno contenere gesso in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato o alla conservazione delle armature metalliche.

Le dimensioni massime degli inerti saranno commisurate alle dimensioni dei getti e all'ingombro delle armature, comunque non superiore ai 32 mm.

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche

vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

2.2 Acqua

L'acqua utilizzata per l'impasto del conglomerato dovrà essere limpida, non aggressiva e priva di sali in percentuali dannose

2.3 Cemento

Il cemento utilizzato sarà un legante idraulico conforme alle normative vigenti; esso sarà cemento tipo 325.

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria

2.4 Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere la resistenza richiesta è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 325	350 kg/m ³

2.5 Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

2.6 Provini da prelevarsi in cantiere

Un prelievo ogni 100 mc, e ogni giorno di getto.

Un prelievo = n° 2 cubi di lato 15 cm;

$$\sigma_{c28} \geq 3 * \sigma_{c\text{adm}i}$$

$$R_{ck28} = R_m - 35 \text{ kg/cm}^2;$$

$$R_{min} > R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Prospetto classi di esposizione e composizione uni en 206-1 (uni 11104 marzo 2004)

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
---------------------	---------------------------	--	----------	---------	-----------	--------------------

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
----	---	--	---	-----	----	-----

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

<i>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</i>						
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

<i>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</i>						
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

<i>5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 - XF3 - XF4 contenuto minimo aria 3%)</i>						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)						
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; *elevato* alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

***) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell’armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

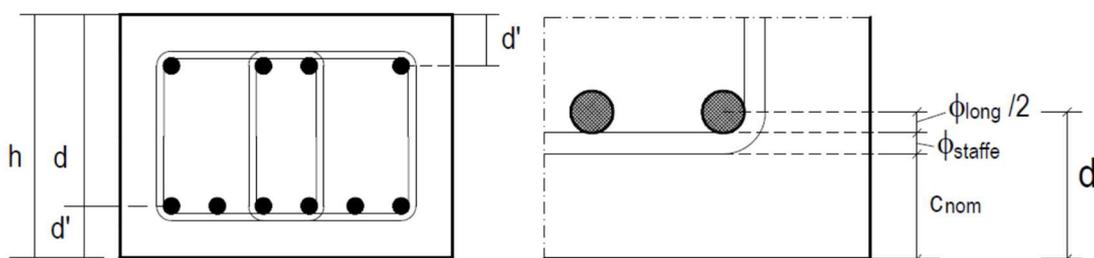
A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

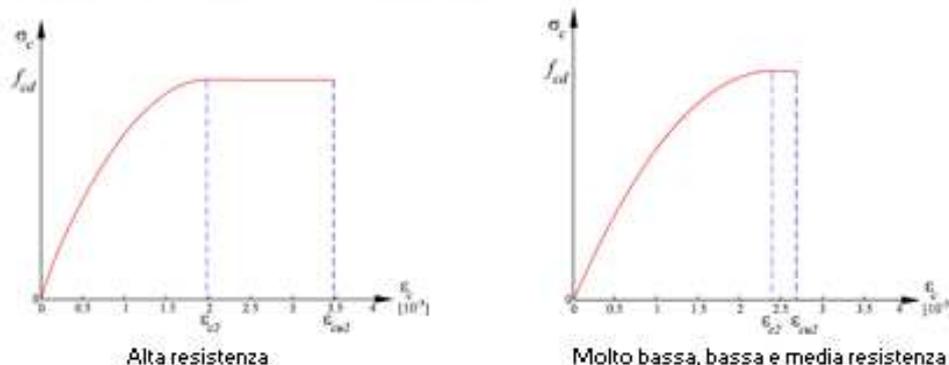
C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50



Nel caso in esame si ha (per staffe Ø8 e ferri Ø16):
 copriferro di calcolo $d' = 25 + 5 + 8 + 16/2 = 46\text{mm}$

2.7 Scheda riepilogativa

CLASSE DEL CALCESTRUZZO : C28/35 \Rightarrow $f_{ck}=28$ MPa $R_{ck}=35$ MPa



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio
La deformazione massima $\epsilon_{c,max}$ 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) $\gamma_c = 1,50$ (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 15,87$ Mpa
NTC- §4.1.2.1.1

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 1,29$ MPa
NTC - §4.1.2.1.2

MODULO DI ELASTICITA' : $E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 32308$ MPa

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- §4.1.2.2.5.1

Tensione a compressione, comb. di carico rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16,80$ MPa

Tensione a compressione, comb. di carico quasi perm.: $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 12,60$ 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:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

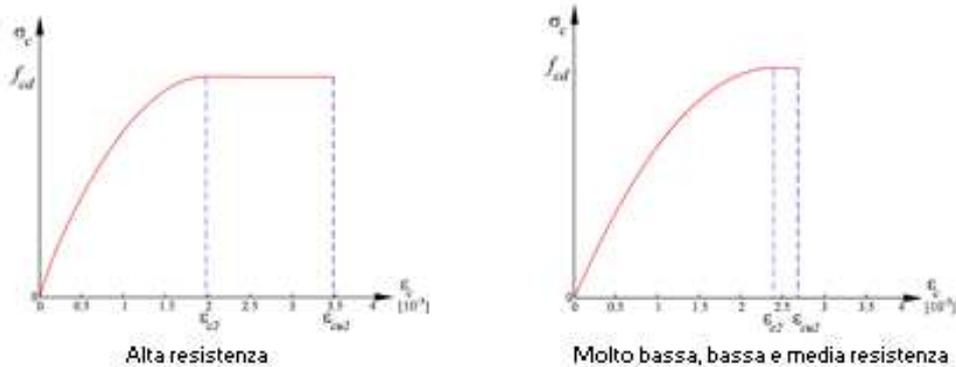
I valori limite sono pari a:

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

CLASSE DEL CALCESTRUZZO : C30/37 \Rightarrow $f_{ck}=30$ MPa $R_{ck}=37$ MPa



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio
La deformazione massima $\epsilon_{c,max}$ 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) $\gamma_c = 1,50$ (Coeff. Parziale sicurezza)

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 17,00$ Mpa
NTC- §4.1.2.1.1

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = 1,35$ MPa
NTC- §4.1.2.1.2

MODULO DI ELASTICITA' : $E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 32837$ MPa

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- §4.1.2.2.5.1

Tensione a compressione, comb. di carico rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 18,00$ MPa
Tensione a compressione, comb. di carico quasi perm.: $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 13,50$ 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:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a:

$w_1 = 0,2$ mm

$w_2 = 0,3$ mm

$w_3 = 0,4$ mm

3 ACCIAIO PER C.A.

Riferimento: D.M. 17.01.2018, par. 11.3.2

L'acciaio utilizzato per le strutture in cemento armato alle quali si riferisce la presente relazione sarà costituito da barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C** .

Le armature saranno idonee a realizzare l'aderenza al conglomerato, pertanto non dovranno essere ossidate e non dovranno presentare difetti o sostanze superficiali.

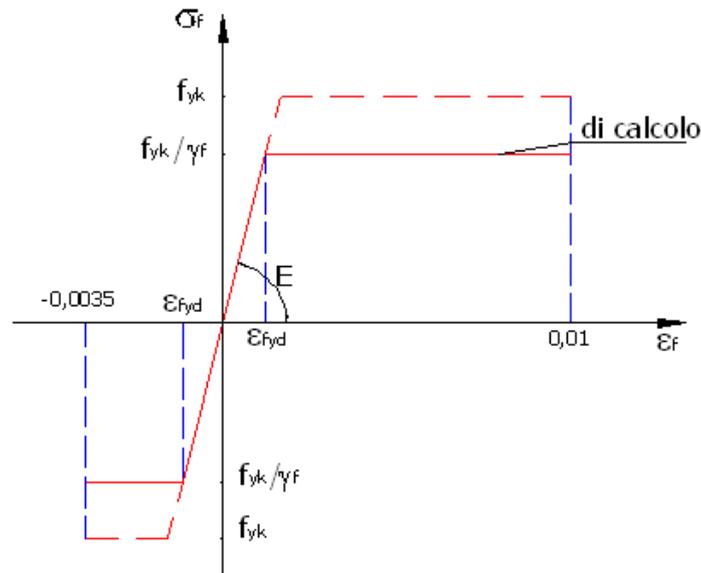
3.1 Controlli in cantiere delle barre d'armatura

(3 spezzoni dello stesso diametro)

$$f_y = f_m - 100 \text{ daN/cm}^2$$

3.2 Scheda riepilogativa

CLASSE DELL'ACCIAIO : B450C \Rightarrow $f_{yk}=450$ N/mm² $f_{tk}=540$ N/mm²



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

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

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

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{Coeff. Parziale sicurezza})$$

RESISTENZE AGLI SLU:

NTC- §4.1.2.1.1.3

Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30$ N/mm² (Mpa)

RESISTENZE AGLI SLE:

NTC- §4.1.2.2.5.2

Tensione massima, combinazione caratteristica: $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360,00$ N/mm²

MODULO DI ELASTICITA' : 210 000 Mpa

4 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

L'acciaio utilizzato per le strutture in carpenteria metallica alle quali si riferisce la presente relazione sarà costituito, per i profilati e per piatti e lamiere, da acciaio tipo S355

TIPO ACCIAIO : S 355 \Rightarrow $f_{yk}=355$ N/mm² $f_{tk}=510$ N/mm²

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

$$\gamma_s = 1,05 \quad (\text{Coeff. Parziale sicurezza})$$

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 338,10$ N/mm² (MPa)

MODULO DI ELASTICITA' : 210 000 N/mm² (Mpa)

BULLONI : 10.9 \Rightarrow $f_{yk}=900$ N/mm² $f_{tk}=1000$ N/mm²

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

$$\gamma_s = 1,25 \quad (\text{Coeff. Parziale sicurezza})$$

RESISTENZE AGLI SLU:

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{yd,N} = f_{yk} / \gamma_s = 720,00$ N/mm² (MPa)

Resistenza di calcolo a taglio: $f_{yd,V} = 0,5 f_{tk} / \gamma_s = 400,00$ N/mm² (MPa)

4.1 Saldature

Su tutte le saldature sarà eseguito un controllo visivo e dimensionale. Le saldature più importanti (ad esempio le saldature delle giunzioni flangiate) saranno controllate a mezzo di particelle magnetiche e/o ultrasuoni.

Il filo di saldatura sarà di tipo IT-SG3 (Saldature ad alta resistenza, fino a 600N/mm²), con le seguenti caratteristiche:

- Caratteristiche meccaniche: R=590N/mm²; S=420N/mm²; KV (20°C) = 50J
- Composizione chimica media: C = 0.08%; Mn =1.4%; Si = 0.8%; P = 0.02%; S = 0.02%.

I saldatori da utilizzare per la costruzione delle strutture saranno certificati secondo la UNI EN 287/1.

COMUNE DI GENOVA (GE)
PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA
 AMBITO B3: MEMORIALE. - LOTTO 1 - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO"



COMMITTENTE: **Comune di Genova** | RUP arch. Ines Marasso
 CUP: F84B16000580001 – CIG: 8463484FED



GNOSIS progetti
 via medina 40 | 80133 | napoli
 +39 081 5523312
 gnosis@gnosis.it
 www.gnosis.it



GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI srl
 via Pierino Negrotto Cambiaso,50/1
 16159 | genova
 info@pec.gambinocostruzioni.com



CROCCO EMANUELE srl
 via Bobbio,14
 16137 | genova
 info@croccoimpianti.it

oggetto:

- Progetto definitivo
- Progetto esecutivo - 1° stralcio

responsabile progettazione e coordinamento:

arch. Francesco F. BUONFANTINO

project manager e responsabile architettura:

arch. Mariangela CIMMA

responsabile strutture:

ing. Riccardo AUTIERI

responsabile impianti elettrici:

ing. Antonio PERILLO

responsabile impianti meccanici e prevenzione incendi:

ing. Enrico LANZILLO

coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:

arch. Andrea Martinuzzi

responsabile geologia:

geol. Antonio RIVIELLO



GN.23-001-AI

cod. commessa

SOPPALCO E SCALA - PIANO DI MANUTENZIONE OPERE STRUTTURALI

Tit. Tavola

PE_SOP_STR.R04

cod.tavola

rev.	descrizione	scala	data	formato	elaborato da	controllato da	approvato da
00		---	14.07.2023	A4	GA	RA	FFB
01	EMISSIONE A SEGUITO VERIFICA	---	06.12.2023	A4	GA	RA	FFB

SOMMARIO

1) PREMESSA	3
2) CONTENUTI DEL PIANO DI MANUTENZIONE	6
2.1 Scheda identificativa dell’immobile.....	9
2.2 Descrizione interventi in progetto	9
2.3 Risorse necessarie per l’intervento manutentivo	9
2.4 Unità strutturali presenti	9
3) MANUALE D'USO.....	11
3.1 Platea in c.a.	11
3.2 Pilastri in acciaio.....	11
3.3 Travi in acciaio.....	11
3.4 Pareti in c.a.....	11
3.5 Solette in c.a.....	12
3.6 Solai in acciaio-clc.....	12
4) MANUALE DI MANUTENZIONE.....	13
4.1 Platee di fondazione in c.a.....	13
4.2 Pilastri in acciaio.....	13
4.3 Travi in acciaio.....	14
4.4 Pareti in c.a.....	14
4.5 Solette in c.a.....	14
4.6 Solai in acciaio-clc.....	15
5) PROGRAMMA DI MANUTENZIONE.....	16
5.1 Programma delle prestazioni	16
5.2 Programma dei controlli.....	16

1) **PREMESSA**

Oggetto del presente piano di manutenzione sono le strutture in cemento armato e acciaio, previste per la realizzazione del Soppalco e della scala annessi al Museo della Memoria, all'interno dell'intervento di riqualificazione dell'Ambito B₃ del Parco del Polcevera, sito nel Comune di Genova.

Il Piano di Manutenzione, introdotto dal nuovo corpo normativo sui Lavori Pubblici, è, ai sensi dell'art. 33 del D.P.R. 207/2010, un elaborato obbligatorio del progetto esecutivo.

Nell'art. 38 dello stesso provvedimento si afferma, tra l'altro, che il piano di manutenzione deve essere redatto tenendo conto dell'opera effettivamente realizzata allo scopo di garantire nel tempo il mantenimento delle caratteristiche di qualità e di efficienza; affinché tali caratteristiche possano essere stimate e garantite, la normativa richiede che vengano individuati i requisiti e le prestazioni del manufatto in corso di progettazione.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018) prevedono l'obbligo di allegare al progetto strutturale esecutivo il "piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera", definito come "il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico."

Esso va corredato, in ogni caso, del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

Il Piano di manutenzione, quindi, deve essere costituito dai tre seguenti documenti operativi:

1. manuale d'uso;
2. manuale di manutenzione;
3. programma di manutenzione.

MANUALE D'USO

Il primo documento, che si rivolge ai fruitori del bene, deve contenere le informazioni relative all'uso corretto "delle parti più importanti del bene".

Lo scopo del manuale d'uso è evitare danni derivanti da un'utilizzazione impropria e far conoscere all'utente le operazioni atte alla conservazione del bene che, non richiedendo conoscenze specialistiche, egli stesso potrà effettuare.

La normativa parla di "parti più importanti del bene", indicando di fatto che il progettista, in questa fase di redazione dell'elaborato, deve "scomporre" l'opera; il concetto di "parte del bene" viene più volte ripreso e chiarito nel citato art. 38, quando vengono definiti il manuale di manutenzione ed i suoi contenuti.

MANUALE DI MANUTENZIONE

Il manuale di manutenzione deve fornire "in relazione alle diverse unità tecnologiche, alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione nonché per il ricorso ai centri di assistenza o di servizio" (art. 38 c. 5).

Le parti più importanti del bene sono, dunque, le unità tecnologiche; questa definizione è ripresa da normative UNI inerenti la manutenzione delle opere edili, alle quali il Legislatore fa più volte riferimento.

Tra i contenuti del manuale di manutenzione (che rispetto al manuale d'uso ha carattere più tecnico essendo rivolto principalmente ad operatori specializzati), individuati al comma 6 dell'art. 38, troviamo "il livello minimo delle prestazioni".

Un ulteriore aspetto del manuale di manutenzione che vale la pena di sottolineare è la richiesta (lettere e) f) g) del comma 6 dell'art. 38) al progettista di individuare le anomalie riscontrabili e di distinguere le manutenzioni eseguibili dall'utente da quelle eseguibili da personale specializzato.

L'individuazione delle anomalie deve essere relativa a ciascun "elemento mantenibile" al fine di consentire al tecnico di prescrivere anche cicli di controlli volti a rilevare l'eventuale insorgenza di tali anomalie.

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Il terzo ed ultimo documento del piano di manutenzione è il programma di manutenzione.

Il legislatore ci informa circa l'organizzazione del programma di manutenzione, che dovrà essere articolato secondo tre distinti sottoprogrammi:

- a) il sottoprogramma delle prestazioni;
- b) il sottoprogramma dei controlli;
- c) il sottoprogramma degli interventi.

Il sottoprogramma delle prestazioni, infatti, “prende in esame, per classi di requisito, le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita.”

Per il progettista c’è dunque l’obbligo di individuare per ogni parte dell’opera e per ogni suo componente (che con terminologia ripresa dalle norme UNI abbiamo precedentemente indicato come “elemento mantenibile”) requisiti e relative prestazioni; l’introduzione del concetto di requisito e di prestazione costituisce, per il professionista tecnico, l’elemento di maggiore innovazione della normativa.

Da ultimo, nei sottoprogrammi dei controlli e degli interventi, il progettista è chiamato a definire un programma di controlli, verifiche ed interventi (indicandone la cadenza temporale o “altrimenti prevista”).

In particolare nel sottoprogramma dei controlli, il progettista dovrà indicare i valori estremi delle prestazioni: quello di collaudo e quello minimo (di norma o da lui stimato).

Al termine dei lavori e del relativo certificato di collaudo o di regolare esecuzione redatto ai sensi di legge, le opere verranno consegnate al committente. Sono pertanto a carico dello stesso committente le attività di ispezione, gestione e manutenzione delle opere realizzate.

Il presente piano di manutenzione della parte strutturale dell’opera, redatto ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 art. 10.1, è relativo alle opere strutturali di cui alla relazione di calcolo allegata al progetto strutturale.

2) *CONTENUTI DEL PIANO DI MANUTENZIONE*

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione, al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità l'efficienza ed il valore economico.

Tale piano di manutenzione delle strutture, coordinato con quello generale della costruzione, costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Viene corredato del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

I manuali d'uso e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile: direttamente utilizzandolo evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche; attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene.

A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie di guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali, un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata.

Il programma infine è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso di interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e nel lungo periodo.

Il piano di manutenzione è organizzato nei tre strumenti individuati dall'art. 40 del regolamento LLPP ovvero:

- a) il manuale d'uso;
- b) il manuale di manutenzione;
- c) il programma di manutenzione;

c1) il sottoprogramma delle prestazioni, che prende in considerazione, per classe di requisito, le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita;

c2) il sottoprogramma dei controlli, che definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma;

c3) il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

Tali strumenti devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsti dalla norma " UNI 10874 Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione" almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

1) Obiettivi tecnico - funzionali:

- istituire un sistema di raccolta delle "informazioni di base" e di aggiornamento con le "informazioni di ritorno" a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione e il costante aggiornamento del "sistema informativo", di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti;

- consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;

- istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;

- istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente; sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;

- definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

2) Obiettivi economici:

- ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungarne il ciclo di vita con l'effettuazione d'interventi manutentivi mirati;

- conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione dei guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;

- consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione.

2.1 Scheda identificativa dell'immobile

Denominazione: Soppalco e scala del Museo della Memoria

Indirizzo: Parco del Polcevera, Genova

Proprietà : Comune di Genova

2.2 Descrizione interventi in progetto

Gli interventi in progetto riguardano la esecuzione del soppalco in carpenteria metallica e della scala in cemento armato.

Nel seguito si riporta una tabella riepilogativa degli interventi di manutenzione previsti durante il corso della vita della struttura, al fine di garantire la efficienza delle prestazioni richieste.

2.3 Risorse necessarie per l'intervento manutentivo

Premesso che le operazioni di manutenzione devono essere eseguite da personale qualificato, questo deve essere dotato di tutta l'attrezzatura di verifica e di controllo necessaria, nonché di quella parte di materiali rientranti nella manutenzione programmata in modo temporale.

L'impresa incaricata della Manutenzione dovrà eseguire gli interventi di manutenzione di cui al presente piano, munita di P.O.S. per le opere da effettuare.

Gli interventi saranno effettuati dal manutentore secondo un programma temporale definito nelle tabelle allegate; a seguito di ciascun intervento come normale procedura, verrà redatto relativo VERBALE.

2.4 Unità strutturali presenti

Strutture di fondazione

1. Platee in c.a.

Strutture in elevazione

1. Pilastri in acciaio
2. Travi in acciaio

3. Pareti in c.a.

Strutture orizzontali

1. Solette in c.a.
2. Solai in acciaio-cls

3) MANUALE D'USO

3.1 Platea in c.a.

Descrizione

Elemento strutturale in conglomerato cementizio armato a sviluppo superficiale orizzontale o sub-orizzontale con superfici a contatto con il terreno o magrone di cls.

Funzione

Ripartizione dei carichi della struttura sul terreno.

Modalità d'uso corretto

La platea è concepita per resistere ai carichi di progetto della struttura in elevazione.

3.2 Pilastrini in acciaio

Descrizione

Elementi strutturali in acciaio da carpenteria a sviluppo lineare verticale o sub-verticale.

Funzione

Sostegno delle travi e dei solai.

Modalità d'uso corretto

I pilastrini in acciaio sono concepiti per resistere ai carichi di progetto trasmessi dalle travi e dagli impalcati. Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità. Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

3.3 Travi in acciaio

Descrizione

Elementi strutturali in acciaio a sviluppo lineare orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Sostegno delle murature di tamponamento e dei solai.

Modalità d'uso corretto

Le travi in acciaio sono concepite per resistere ai carichi di progetto trasmessi dai solai e dai tamponamenti. Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità. Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

3.4 Pareti in c.a.

Descrizione

Elementi strutturali in conglomerato cementizio armato a sviluppo superficiale verticale o sub-verticale.

Funzione

Resistenza a carichi verticali e orizzontali. Sostegno solai superiori.

Modalità d'uso corretto

Le pareti in c.a. sono concepite per resistere ai carichi di progetto della struttura in elevazione. Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità. Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

3.5 Solette in c.a.

Descrizione

Elementi strutturali costituiti da getti di c.a., con eventuale interposizione di blocchi di alleggerimento a sviluppo superficiale orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Creazione di superfici resistenti eventualmente praticabili, con funzione di collegamento delle strutture verticali.

Modalità d'uso corretto

I solai sono concepiti per resistere ai carichi di progetto della struttura. Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità. Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

3.6 Solai in acciaio-clt

Descrizione

Elementi strutturali costituiti dall'assemblaggio di travi in acciaio e solette in c.a., con eventuale utilizzo di lamiera collaborante o meno, a sviluppo superficiale orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Creazione di superfici resistenti eventualmente praticabili, con funzione di collegamento delle strutture verticali.

Modalità d'uso corretto

I solai sono concepiti per resistere ai carichi di progetto della struttura. Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità. Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

4) MANUALE DI MANUTENZIONE

4.1 Platee di fondazione in c.a.

Livello minimo di prestazioni

Le platee di fondazione devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Cedimenti differenziali con conseguenti abbassamenti del piano di imposta delle fondazioni
- ⤴ Distacchi murari
- ⤴ Lesioni in elementi direttamente connessi
- ⤴ Comparsa di risalite di umidità
- ⤴ Corrosione delle armature degli elementi verticali spicanti

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

4.2 Pilastri in acciaio

Livello minimo di prestazioni

I pilastri in acciaio devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Ossidazione
- ⤴ Sistemi di collegamento difettosi
- ⤴ Difetti di verticalità

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

4.3 Travi in acciaio

Livello minimo di prestazioni

Le travi in acciaio devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Ossidazione
- ⤴ Sistemi di collegamento difettosi

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

4.4 Pareti in c.a.

Livello minimo di prestazioni

Le pareti in c.a. devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Distacchi
- ⤴ Fessurazioni
- ⤴ Comparsa di macchie di umidità
- ⤴ Eccessiva deformazione
- ⤴ Difetti di verticalità
- ⤴ Sbandamenti fuori piano

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

4.5 Solette in c.a.

Livello minimo di prestazioni

Le solette in c.a. devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Distacchi
- ⤴ Fessurazioni
- ⤴ Comparsa di macchie di umidità
- ⤴ Eccessiva deformazione
- ⤴ Eccessiva vibrazione

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

4.6 Solai in acciaio-clc

Livello minimo di prestazioni

I solai in acciaio-clc devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Distacchi
- ⤴ Fessurazioni
- ⤴ Comparsa di macchie di umidità
- ⤴ Eccessiva deformazione
- ⤴ Eccessiva vibrazione

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

5) PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

5.1 Programma delle prestazioni

La vita nominale dell'opera è quella indicata nella apposita relazione di calcolo, pari a 50 anni.

Strutture di fondazione

1. Platee in c.a.

Le strutture di fondazione dovranno garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Strutture in elevazione

1. Pilastrini in acciaio
2. Travi in acciaio
3. Pareti in c.a.

Le strutture in elevazione dovranno garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Strutture orizzontali

1. Solette in c.a.
2. Solai in acciaio-clc

Le strutture orizzontali dovranno garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

5.2 Programma dei controlli

L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

Strutture di fondazione

1. Platee in c.a.

Controlli

1. Periodicità: annuale. In caso di eventi eccezionali procedere al controllo
2. Esecutore: personale tecnico specializzato
3. Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive
4. Risorse: necessità di strumentazione tecnica a richiesta dell'Esecutore

Strutture in elevazione

1. Pilastrini in acciaio
2. Travi in acciaio

3. Pareti in c.a.

Controlli

1. Periodicità: annuale. In caso di eventi eccezionali procedere al controllo
2. Esecutore: personale tecnico specializzato
3. Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive
4. Risorse: necessità di strumentazione tecnica a richiesta dell'Esecutore

Strutture orizzontali

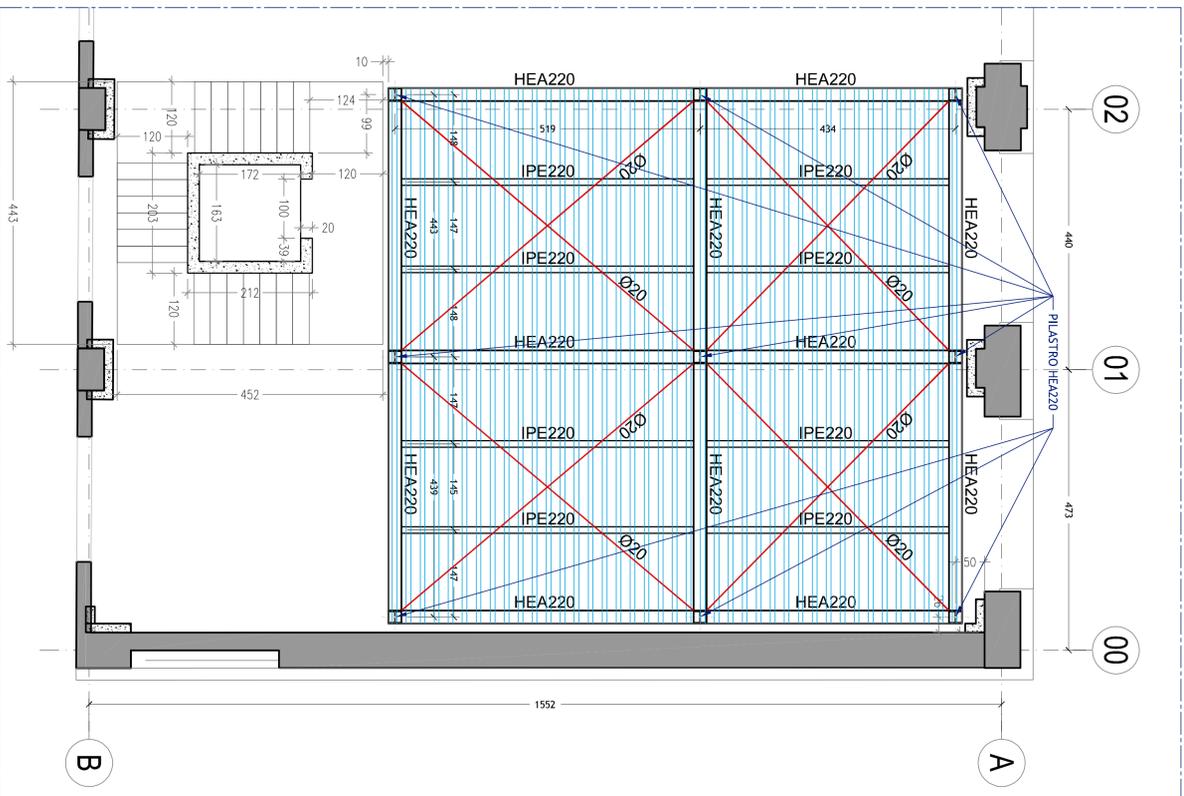
1. Solette in c.a.
2. Solai in acciaio-clc

Controlli

1. Periodicità: annuale. In caso di eventi eccezionali procedere al controllo
2. Esecutore: personale tecnico specializzato
3. Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive
4. Risorse: necessità di strumentazione tecnica a richiesta dell'Esecutore

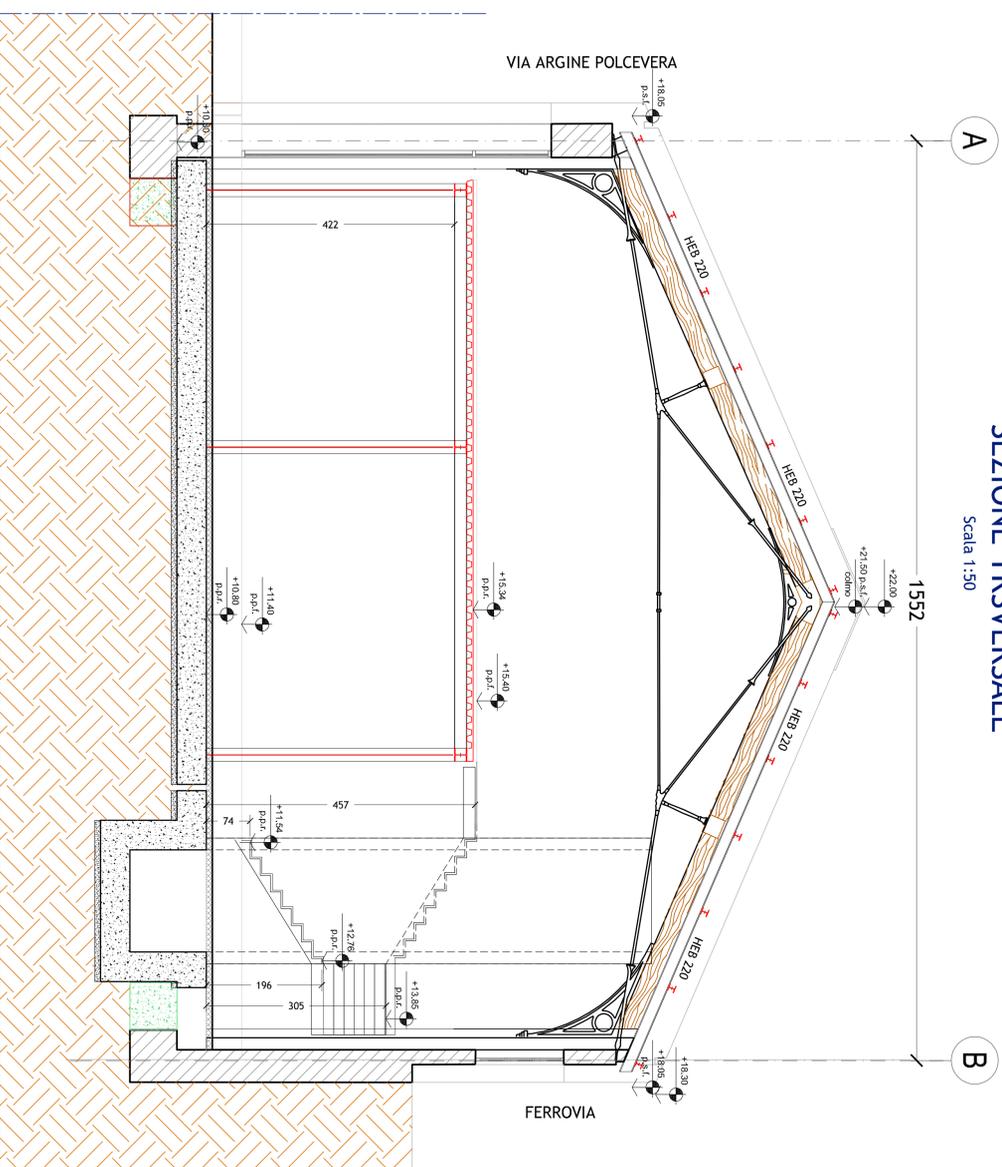
CARPENTERIA SOPPALCO

Scala 1:50



SEZIONE TRSVERSALE

Scala 1:50



CARPENTERIA METALLICA

MATERIALI

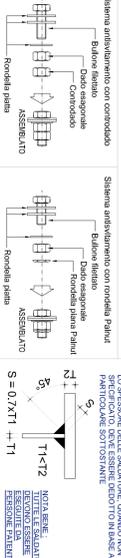
- PROFILATI, PIASTRE E LAMIERE: ACCIAIO TIPO S 965 - Classe di esecuzione EXC3
- DADI: ACCIAIO TIPO S 965 - Classe di esecuzione EXC3
- ROSETTE: ACCIAIO TIPO S 965 - Classe di esecuzione EXC3
- SALDATURE A COMPLETA PENETRAZIONE: ACCIAIO CS0
- SALDATURE A CORDONO DNANGOLO: CLASSE I

DI QUALITÀ 2, 3, o 4

PRESCRIZIONI ESECUTIVE

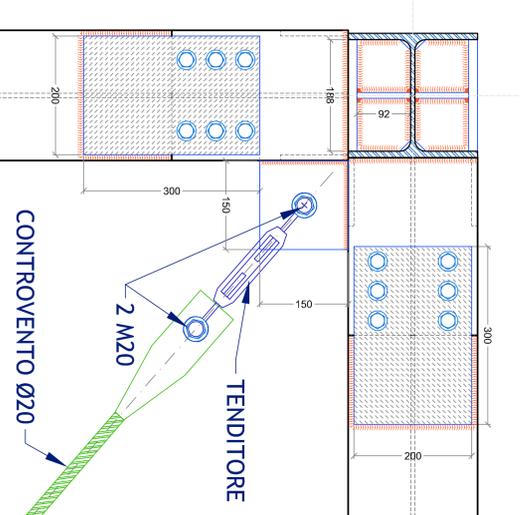
- TUTTI I PROFILATI SARANNO ZINCATI A CALDO IN STABILIMENTO oppure SOTTOPOSTI AD IDONEO CICLO DI VERNICIATURA.
- PROTEZIONE DAL RUMORE: VERNICIATURE INTIMESCENTI O ALTRO, SECONDO SPECIFICHE DI PROTEZIONE DAL RUMORE.
- TUTTE LE MISURE E TUTTE LE QUOTE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN CANTIERE.
- IL DIAMETRO DEI FORI NON DEVE ESSERE MAGGIORE DI 1,5 mm DI QUELLO DEL BULLONE FINO A 20mm E DI 2 mm OLTRE IL DIAM. 20mm.
- I BULLONI DEVONO ESSERE MONTATI CON UNA ROSETTA SOTTO LA TESTA DELLA VITE E UNA SOTTO IL DADO. I BULLONI DEVONO LAVORARE SUL GAMB.
- I BULLONI DEVONO ESSERE MONTATI CON LA TESTA DELLA VITE RIVOLTA VERSO L'ALTO E IL BULLONE DEVONO ESSERE SERRATI CON LE COPPIE DI SERRAGGIO INDICATE NELLE NOMINE.
- SALDATURE AD ARCO CON ELETTRODO RIVESTITO UNI 5132:FAI CLASSE 4B NON SONO AMMESSE.
- SALDATURE AD ARCO CON ELETTRODO RIVESTITO UNI 5132:FAI CLASSE 4B NON SONO AMMESSE.
- TUTTE LE SALDATURE SARANNO DI NORMA A TOTALE O PARZIALE PENETRAZIONE. PER I COLLEGAMENTI SECONDARI LE SALDATURE SARANNO A CORNONE DNANGOLO (Gamba a Croce).
- TUTTE LE SALDATURE DEVONO ESSERE ESEGUITE NEL RISPETTO DELLE PRESCRIZIONI CONTENUTE NELLE SPECIFICHE UNI 10011.

METODOLOGIA DI ASSEMBLAGGIO DELLA CARPENTERIA



PARTICOLARE DI ATTACCO DEL CONTROVENTO

Scala 1:5



CEMENTO ARMATO

MATERIALI

Tipo	UNI 11194 (norma 1)		UNI 11194 (norma 4)		Tipo di controllo
	Classe di resistenza	Classe di resistenza max	Classe di resistenza max	Classe di resistenza max	
CS1 FONDAZIONE	XC2	C28/35	0,60	300	53
CS2 ELEVAZIONE	XC3	C30/37	0,60	300	54
CS3	-	-	-	-	30

Ricoprimento minimo armature contro terra: Terreno preparato = 45 mm Terreno irrigato = 80 mm

ACCIAIO

ACCIAIO B4500 ad adherenza migliorata, salidabile con marcatore del produttore e del signoratore. In barre (6 mm <= Ø <= 50 mm) e rotoli (6 mm <= Ø <= 16 mm), nell'allestimento e tralicci.

FORNITURE

CALCESTRUZZO

L'addezzatura, se prodotto con un processo industriale, (comando della produzione certificato UNI EN 45012 da organismo autorizzato), con Etichetta standardizzata, deve essere seguita in cantiere alla fornitura del calcestruzzo.

ACCIAIO

Il calcestruzzo, se prodotto con un processo industriale, (comando della produzione certificato UNI EN 45012 da organismo autorizzato), con Etichetta standardizzata, deve essere seguita in cantiere alla fornitura del calcestruzzo.

CONTROLLI IN CANTIERE

- L'ID, al numero di individuazione della stazione, deve essere presente in tutti i documenti di cantiere.
- N. 1 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 2 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 3 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 4 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 5 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 6 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 7 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 8 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 9 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 10 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 11 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 12 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 13 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 14 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 15 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 16 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 17 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 18 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 19 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 20 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 21 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 22 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 23 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 24 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 25 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 26 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 27 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 28 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 29 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 30 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 31 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 32 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 33 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 34 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 35 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 36 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 37 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 38 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 39 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 40 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 41 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 42 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 43 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 44 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 45 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 46 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 47 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 48 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 49 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 50 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 51 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 52 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 53 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 54 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 55 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 56 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 57 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 58 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 59 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 60 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 61 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 62 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 63 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 64 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 65 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 66 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 67 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 68 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 69 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 70 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 71 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 72 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 73 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 74 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 75 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 76 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 77 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 78 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 79 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 80 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 81 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 82 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 83 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 84 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 85 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 86 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 87 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 88 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 89 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 90 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 91 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 92 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 93 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 94 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 95 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 96 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 97 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 98 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 99 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.
- N. 100 controllo ogni max. 200 mc. di calcestruzzo.

COMUNE DI GENOVA (GE)

PARCO DEL PONTE IN VALPOLCEVERA

AMBITO B3: MEMORIALE - LOTTO 1 - "CASA DELLE FAMIGLIE E MUSEO"



COMMITTENTE: Comune di Genova | RUP arch. Ines Marasso
CUP: F84B16000580001 - CIG: 8463484FFD

GNOSIS progetti
via medina 40 | 80133 | napoli
439 081 5523332
www.gnosis.it

GAMBINO EMILIO COSTRUZIONI srl
via S. Maria Maddalena 101
16159 | Spezia | CN
Info@gemco.com

GIORGIO RAMARELLI srl
via S. Maria Maddalena 101
16159 | Spezia | CN
Info@gemco.com

ING. ANTONIO PERILLO
via S. Maria Maddalena 101
16159 | Spezia | CN
Info@gemco.com

ING. ENRICO MANIATO
via S. Maria Maddalena 101
16159 | Spezia | CN
Info@gemco.com

ING. ANDREA MARTINUZZI
via S. Maria Maddalena 101
16159 | Spezia | CN
Info@gemco.com

ING. ANTONIO RIVIELLO
via S. Maria Maddalena 101
16159 | Spezia | CN
Info@gemco.com

nr.	descrizione	scadenza	data	numero	addebiato	contadanza	spese
00	EMISIONE A SEGUITO VERIFICA	1:30	14.06.2023	AO	QA	PA	FFB
01	EMISIONE A SEGUITO VERIFICA	2:30	06.12.2023	AO	QA	PA	FFB

