AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

STRUTTURE EDIFICIO A DI BANCHINA
RELAZIONE DI CALCOLO

MI010P-PE-S-C-R-4183-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	G. MARCOLINI	A. MARANI	G. FIORINI
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-S-C-R-4183-C0
Strutture edificio A di banchina - Relazione di calcolo.doc

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

STRUTTURE EDIFICIO A DI BANCHINA
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 9
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO A DI BANCHINA 11
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 13
4. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA 14
5. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE 17
   5.1. Combinazioni agli stati limite ultimi 17
   5.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio 17
   5.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi 18
   5.4. Approcci progettuali per la progettazione delle fondazioni 19
   5.5. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 21
   5.6. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU delle fondazioni 21
6. MATERIALI 22
   6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 22
   6.2. Calcestruzzo 24
   6.3. Acciaio per calcestruzzo armato 25
   6.4. Resistenza al fuoco delle strutture 25
7. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 29
8. AZIONI SULLA COSTRUZIONE 32
   8.1. Vita utile di progetto 32
   8.2. Analisi dei carichi verticali 32
      8.2.1. Carichi e sovraccarichi permanenti (G) 32
      8.2.2. Sovraccarichi variabili (Q_i) 35
   8.3. Azione termica (Q3) 35
   8.4. Vento (Q4) 35
   8.5. Azione sismica (E) 37
9. FATTORI DI CARICO 44
   9.1. Stato limite ultimo 44
   9.2. Stati limite di esercizio 45
10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO A 46
   10.1. Descrizione del modello 48
   10.2. Applicazione dei carichi 52
   10.3. Verifiche agli stati limite ultimi 57
      10.3.1. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=60 cm con cappa di 10 cm 67
      10.3.2. Verifica delle travi 68

10.3.3. Pilastri 50 cm x 50 cm 71
10.3.4. Plinto di fondazione 77
10.3.5. Trave di fondazione 83
10.3.6. Verifica dado di fondazione blocco B 89
10.3.7. Collegamenti antisismici tra gli elementi prefabbricati 90
10.4. Verifiche agli stati limite di esercizio 147
10.4.1. Deformabilità della struttura 151
10.4.2. Verifiche tensionali e di fessurazione negli elementi strutturali 152
10.4.3. Valutazione dei cedimenti 160

ELENCO FIGURE

Figura 1-1 - Planimetria generale con ubicazione delle opere in oggetto 9
Figura 2-1 - Planimetria strutturale edificio A 11
Figura 2-2 - Planimetria strutturale edificio A – Divisione in blocchi 12
Figura 2-3 - Sezione longitudinale dell'edificio A 12
Figura 2-4 - Prospetto dell'edificio A 12
Figura 8.1 - Sezione trasversale del tegolo prefabbricato di altezza 60 cm 33
Figura 8.2 - Sezione trasversale del pacchetto di finitura della copertura 33
Figura 8.3 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti. 40
Figura 8.4 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale 42
Figura 8.5 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale 43
Figura 10.1 - Edificio A: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 48
Figura 10.2 - Schema carichi permanenti su vista 3D dell'edificio A 53
Figura 10.3 - Schema sovraccarichi permanenti su vista 3D dell'edificio A 53
Figura 10.4 - Schema carico neve su vista 3D dell'edificio A 54
Figura 10.5 - Schema carico folla su vista 3D dell'edificio A 54
Figura 10.6 - Schema carico vento in x su vista 3D dell'edificio A 55
Figura 10.7 - Schema carico vento in y su vista 3D dell'edificio A 55
Figura 10.8 - Schema carico vento in copertura su vista 3D dell'edificio A 56
Figura 10.9 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momento flettente M3 negli elementi 58
Figura 10.10 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: taglio V2 negli elementi 58
Figura 10.11 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momento flettente M2 negli elementi 59
Figura 10.12 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: taglio V3 negli elementi 59
Figura 10.13 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: sforzo assiale N negli elementi 60
Figura 10.14 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momento flettente M3 negli elementi 60
Figura 10.15 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: taglio V2 negli elementi 61
Figura 10.16 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momento flettente M2 negli elementi 61

Figura 10.17 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: taglio V3 negli elementi 62
Figura 10.18 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: sforzo assiale N negli elementi 62
Figura 10.19 - Edificio A: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momenti M11 nel plinto di fondazione 63
Figura 10.20 - Edificio A: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momenti M22 nel plinto di fondazione 63
Figura 10.21 - Edificio A: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momenti M11 nel plinto di fondazione 64
Figura 10.22 - Edificio A: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momenti M22 nel plinto di fondazione 64
Figura 10.23 - Edificio A: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momenti M11 e M22 nella fondazione continua 65
Figura 10.24 - Edificio A: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momenti M11 e M22 nella fondazione continua 66
Figura 10.25 - Diagramma di utilizzo per il dimensionamento e la verifica dei tegoli di copertura 68
Figura 10.26 - Diagramma di utilizzo per il dimensionamento e la verifica delle travi 69
Figura 10.27 - Verifica dei pilastri per le condizioni agli SLU 76
Figura 10.28 - Verifica dei pilastri per le condizioni agli SLV 76
Figura 10.29 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione di esercizio quasi permanente 149
Figura 10.30 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLV X 149
Figura 10.31 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLV Y 150
Figura 10.32 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLD X 150
Figura 10.33 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLD Y 150

ELENCO TABELLE

Tabella 5-1 -	Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I delle NTC)	18
Tabella 5-2 -	Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli SLU (tab. 2.6.I delle NTC)	18
Tabella 5-3 -	Tabella dei coefficienti parziali per le azioni	20
Tabella 5-4 -	Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici	20
Tabella 5-5 -	Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali	21
Tabella 6-1 -	Classi di esposizione ambientale	22
Tabella 6-2 -	Classi di esposizione ambientale	23
Tabella 7-1 -	Stratigrafia media di progetto	29
Tabella 7-2 -	Caratterizzazione geotecnica terreni di fondazione	30
Tabella 7-3 -	Caratterizzazione geotecnica materiali da costruzione	31
Tabella 8-1 -	Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC)	39
Tabella 8-2 -	Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$	41
Tabella 10-1 -	Edificio A - Computo delle masse sismiche da applicare agli Special Joint baricentrici per ogni piano	50
Tabella 10-2 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU	57
Tabella 10-3 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLV	57
Tabella 10-4 -	Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLU delle sollecitazioni nelle colonne	66
Tabella 10-5 -	Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLV delle sollecitazioni nelle colonne	67
Tabella 10-6 -	Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLU e SLV delle sollecitazioni nelle fondazioni	67
Tabella 10-7 -	Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLE	147
Tabella 10-8 -	Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLE delle sollecitazioni nelle colonne	148
Tabella 10-9 -	Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLE delle sollecitazioni nelle fondazioni	148

Tabella 10-10 - Tabella riassuntiva degli spostamenti assoluti e differenziali per lo stato limite di danno in direzione x (sld x) 151
Tabella 10-11 - Tabella riassuntiva degli spostamenti assoluti e differenziali per lo stato limite di danno in direzione y (sld y) 152

1. PREMESSA

Scopo di questa relazione è la presentazione delle verifiche di resistenza effettuate per l'edificio A di banchina ubicato nella zona di transizione tra area in rilevato ed impalcato strutturale a giorno all'interno della nuova piattaforma multifunzionale di Vado Ligure (si veda la Figura 1-1).

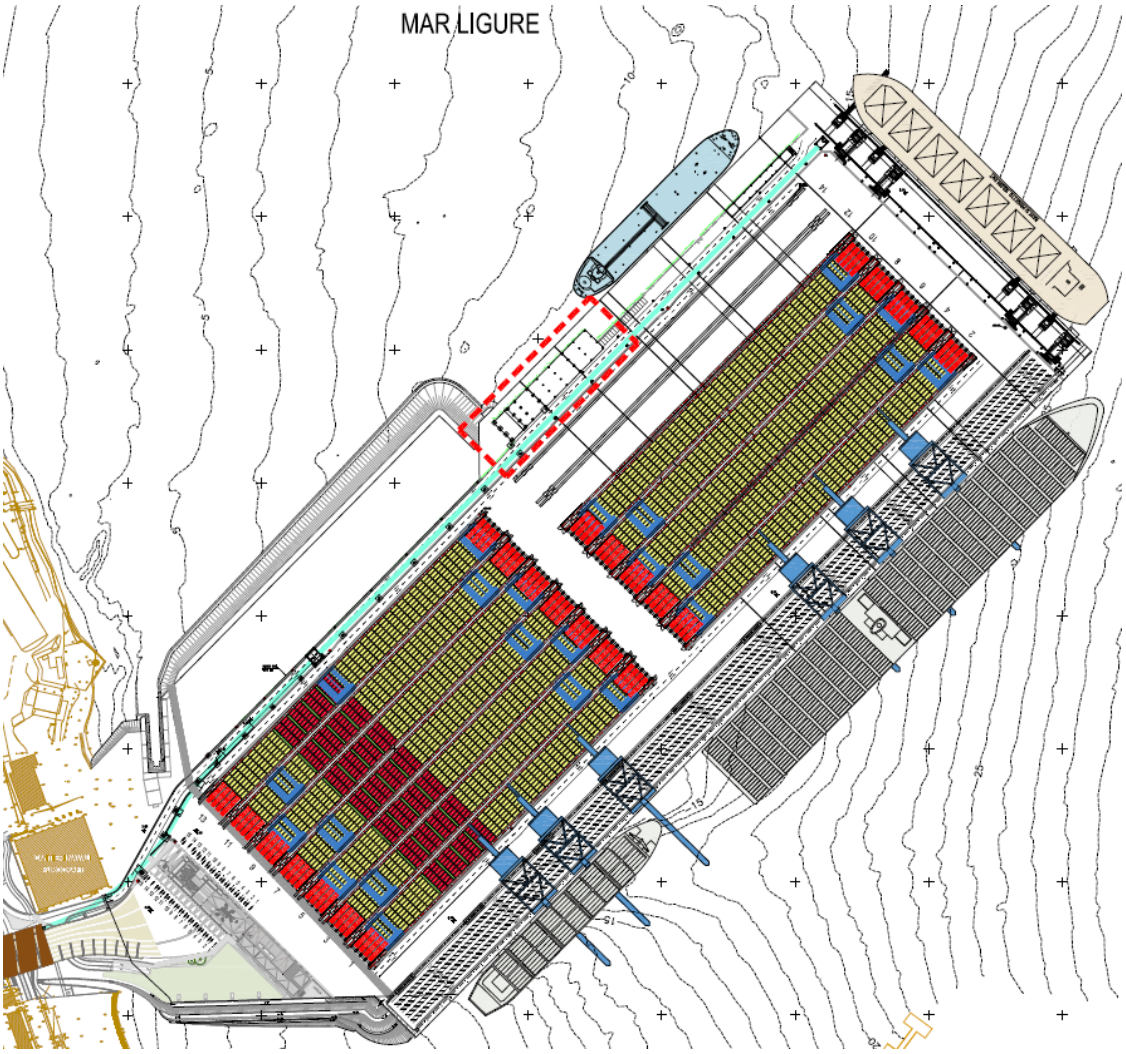


FIGURA 1-1 - PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

Nella presente relazione vengono illustrati:

- le caratteristiche dell'edificio e le diverse tipologie di fondazione (capitolo 2);
- i criteri generali di verifica (capitolo 4);
- la stratigrafia di riferimento e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione (capitolo 7);
- i dati di base e le azioni di progetto (capitolo 8);
- le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi e di esercizio delle opere (capitolo 10);

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO A DI BANCHINA

L'edificio A di banchina è adibito ad ospitare la cabina elettrica generale della piattaforma multifunzionale, la stanza di gestione delle emergenze ed una parte di uffici per gli addetti alle banchine rinfuse e petroli.
L'edificio consiste in una struttura prefabbricata in c.a.p., di larghezza circa 20 m, lunghezza circa 98 m ed altezza variabile da 5 m a 9 m, diviso in quattro blocchi che insistono su tre differenti fondazioni:

- Il blocco A, di dimensioni in pianta paria a 14 m x 20 m, poggia sull'ultima parte dell'area in rilevato (tout venant);
- Il blocco B, di dimensioni in pianta paria a 21 m x 20 m, poggia sulla sovrastruttura del cassone reggispinta Q8;
- Il blocco C, di dimensioni in pianta paria a 37 m x 20 m, poggia direttamente sulla struttura di impalcato dell'area a giorno;
- Il blocco D, di dimensioni in pianta paria a 26 m x 20 m, poggia direttamente sulla struttura di impalcato dell'area a giorno;

L'edificio risulta quindi giuntato in tre parti per le azioni statiche e dinamiche.

Di seguito si riportano una planimetria generale dell'edificio, la suddivisione in blocchi sezioni e prospetti.

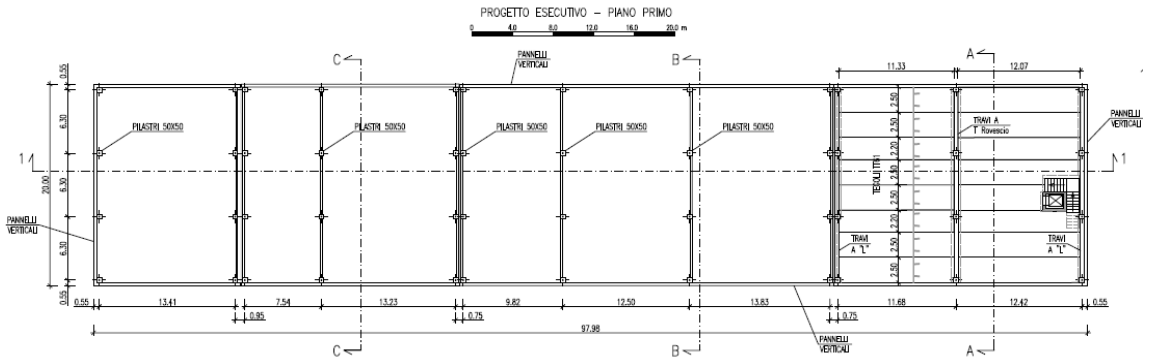


FIGURA 2-1 - PLANIMETRIA STRUTTURALE EDIFICIO A

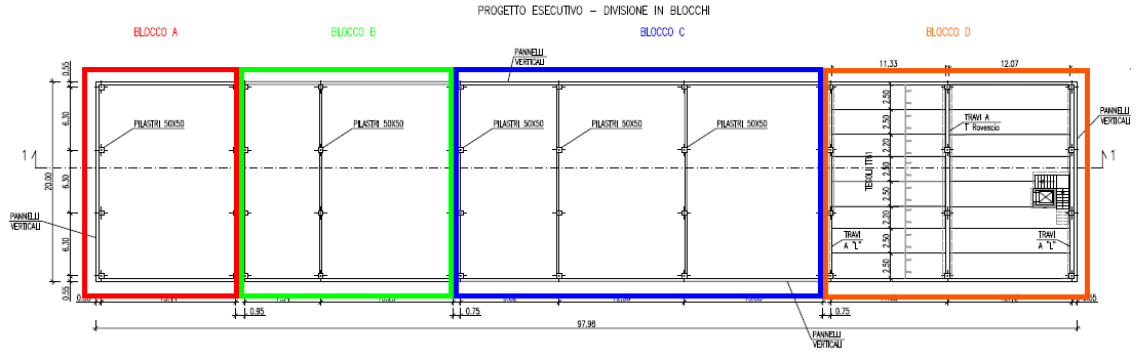


FIGURA 2-2 - PLANIMETRIA STRUTTURALE EDIFICIO A – DIVISIONE IN BLOCCHI

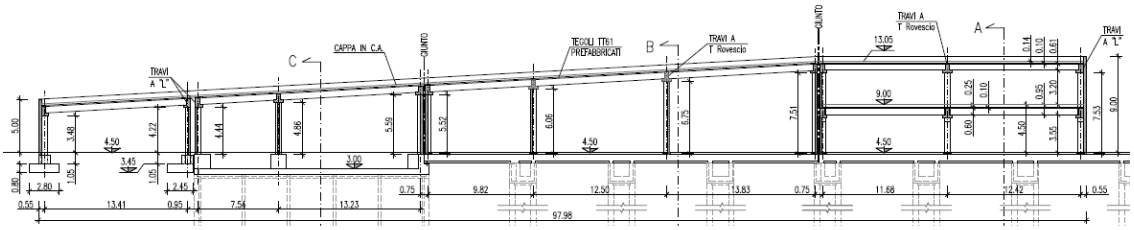


FIGURA 2-3 - SEZIONE LONGITUDINALE DELL'EDIFICIO A

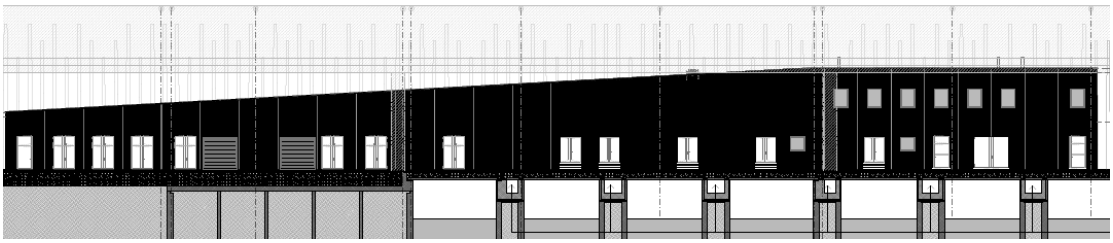


FIGURA 2-4 - PROSPETTO DELL'EDIFICIO A

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008, “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche”, di cui al DM.LL.PP. precedente;
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- UNI EN 1998-5:2003 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1993-1-8:2003 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – progettazione dei collegamenti”;
- CEN/TS 1992-4:2009 – “Design of fastenings for use in concrete - Part 4-4: Post-installed fasteners - Mechanical systems”;
- European Technical Approval ETA-13/0603 (HPKM) - Column shoes.

4. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli e le verifiche sono stati condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è stato svolto, durante la progettazione definitiva, mediante l'ausilio del programma ad elementi finiti tridimensionale, nelle combinazioni non sismiche delle azioni.
Si è proceduto quindi alla determinazione degli effetti sismici sulla struttura, con un'analisi dinamica in campo elastico lineare: in particolare è stata eseguita un'analisi dinamica modale, considerando i contemporanei effetti dovuti alla presenza dei carichi verticali, sia permanenti che accidentali, mediante l'applicazione di diverse combinazioni di carico.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \qquad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]} \qquad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite, la valutazione degli spostamenti e del comportamento modale delle strutture, sono state effettuate con l'ausilio del con il software di calcolo SAP2000 v15.0 della Computers and Structures Inc., California, Berkeley, per la modellazione agli elementi finiti dei telai 3D.

Come espresso nelle Norme Tecniche nel Paragrafo 7.2.6 "Criteri di modellazione della struttura e azione sismica", il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Si riportano di seguito alcuni estratti del paragrafo pertinenti con il caso in esame.

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Ai fini della realizzazione del modello si considera che il terreno abbia una risposta di tipo elastico lineare con costante di sottofondo k = 20000 KN/m^3, per quanto concerne il blocco A.

Questo valore permette di determinare la rigidezza da associare alle molle, posizionate ai nodi delle travi rovesce di fondazione, che schematizzano il suolo alla Winkler attraverso il prodotto di k per l'area d'influenza corrispondente a ciascuna molla.

Per quanto concerne i blocchi B, C e D, essi appoggiano direttamente su strutture rigide come la sovrastruttura del cassone o la struttura di impalcato a giorno, e quindi sono state schematizzate mediante degli incastri.

Sono quindi stati realizzati due modelli per le diverse combinazioni statiche e sismiche.
Nel modello statico sono stati implementati tutti i carichi verticali, permanenti e variabili, e quelli orizzontali dovuti al vento.

Nel modello dinamico sono state implementate le masse per ogni piano ed è stata loro affidata un'eccentricità in entrambe le direzioni (+X, -X, +Y, -Y), come prescritto in Normativa.
I risultati dei due tipi di modello sono quindi stati posti a confronto dei dimensionamenti effettuati.

5. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE

5.1. Combinazioni agli stati limite ultimi

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione fondamentale (SLU):

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \ \ldots$

– Combinazione sismica (SLV):

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

5.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + 0{,}7\ Q_{k2} + 0{,}7\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$
– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$G_1 + G_2 + P + 0{,}5\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$
– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$G_1 + G_2 + P + 0{,}3\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

5.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi

TABELLA 5-1 - VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC)

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

TABELLA 5-2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[1] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

5.4. Approcci progettuali per la progettazione delle fondazioni

Le verifiche relative alle fondazioni su rilevato devono essere effettuate considerando uno dei seguenti approcci:

Approccio 1

- Combinazione 1: “A1”+”M1”+”R1”
- Combinazione 2: “A2”+”M2”+”R2”

Approccio 2

- “A1”+”M1”+”R3”

Per quanto riguarda l’approccio 1, nella prima combinazione i parametri del terreno sono quelli caratteristici ($\gamma M = 1$) e le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$, mentre nella seconda combinazione i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$ e le azioni permanenti sono quelle caratteristiche ($\gamma F = 1$) mentre si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni variabili ($\gamma F \neq 1$). Per quanto riguarda le azioni resistenti, in ambedue le combinazioni, si considerano i valori caratteristici ($\gamma M = 1$).

L’approccio 2 prevede un’unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche; le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$ e i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$.

In Tabella 5-3 e in Tabella 5-4 sono riportati rispettivamente i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti γ_M di riduzione dei parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno secondo le due combinazioni M1 e M2.

Azioni		Simbolo	Set		
			EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
	Favorevole		0,9	1,0	1,0
Permanenti portati	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,0
	Favorevole		0,0	0,0	0,0
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3
	Favorevole		0,0	0,0	0,0

TABELLA 5-3 - TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI

Parametri del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25(*)
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coesione non drenata	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso specifico	γ_{γ}	1,0	1,0

(*) applicato alla tgϕ'

TABELLA 5-4 - TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

Nei calcoli i coefficienti sono stati applicati direttamente ai valori rappresentativi delle azioni (quindi a $\psi \times F_k$), salvo quando così facendo si creino delle situazioni fisicamente incoerenti (ad esempio applicando il coefficiente sull'altezza di falda); in tali casi i coefficienti sono stati applicati agli effetti delle azioni.

Nella combinazione A1+M1, nel caso si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, l'applicazione di valori amplificati delle azioni può dar luogo a plasticizzazioni degli elementi non lineari non realistiche o prive di significato fisico; per questa ragione, quando si usino i citati modelli di calcolo, le azioni permanenti (inclusi i pesi, i livelli di falda, ecc.) e le azioni variabili verranno applicate con il loro valore caratteristico in fase di verifica e tutti gli effetti delle azioni verranno amplificati con i relativi fattori.

Nel caso della combinazione A2+M2, quando si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, si procede alla fattorizzazione dei parametri del terreno e delle azioni variabili, a partire dai quali i programmi di calcolo determinano i valori del-

le spinte (in base ai modelli costitutivi implementati); i risultati del modello forniscono gli effetti delle azioni da impiegare direttamente nelle verifiche allo stato limite ultimo.

Per la verifica della situazione di progetto sismica, si adottano parametri di resistenza del terreno ridotti mediante $\gamma_M \neq 1$ (set M2), come previsto dalla norma[1].

5.5. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nelle relazioni di calcolo sono:

Sezioni in cemento armato
- $\gamma_{cls} = 1,50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

Sezioni in acciaio da carpenteria (v tab. 4.2.V. NTC 2008)
- Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1,05$
- Resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1,05$

5.6. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU delle fondazioni

I coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni e muri di sostegno sono riportati nelle seguenti tabelle riprese dalla Normativa.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

TABELLA 5-5 - TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI Γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

[1] Come indicato nella ENV 1998-5 par. 3.1.

6. MATERIALI

6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nel D.M. 14/01/2008 Capitolo 4 e nelle relative Istruzioni.

Classi di esposizione
In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

TABELLA 6-1 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

	Classe di esposizione	**Descrizione dell'ambiente**
Strutture in elevazione (travi, pilastri)	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Fondazioni	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Soletta in opera (solai)	XC3	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2 ed il prospetto F.1 della EN 206-1 forniscono la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la classe strutturale dell'opera, il copriferro minimo è fornito dalla tabella C4.1.IV delle Istruzioni, che dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di elemento.

Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza compresa fra 0 mm e 10 mm a seconda della precisione di posa delle armature garantito dal processo di produzione della parte d'opera (§ 4.4.1.3 dell'EC2 e § C4.1.6.1.3 delle Istruzioni).

TABELLA 6-2 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

CLS CONFORME A UNI EN 206-1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	STRUTTURE IN ELEVAZIONE	TEGOLI PREFABBRICATI	SOLETTA IN OPERA (SOLAI)
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS1	XS1	XS1	XC3
CLASSE DI RESISTENZA	C32/40	C35/45	C45/55	C32/40
RAPPORTO A/C	0.50	0.50	0.40	0.50
CONTENUTO MAX. CLORURI	Cl 0.20	Cl 0.20	Cl 0.10	Cl 0.20
CLASSE SLUMP	S4	S4	S5	S4
DIM. MAX. AGGREGATO	20 mm	20 mm	15 mm	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	45 mm	45 mm	50 mm	30 mm
$f_{ck,cube}$	≥40N/mm2	≥45N/mm2	≥55N/mm2	≥40N/mm2

I copriferri indicati nella tabella sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.

La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro.

6.2. Calcestruzzo

Strutture in elevazione (solai):
Calcestruzzo per tegoli, travi e pilastri prefabbricati
$R_{ck} \geq 55$ MPa; (C45/55) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x55 = 45.65$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.83$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.60$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36416$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5$ → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 30.4$ MPa

Calcestruzzo per getti integrativi in opera
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5$ → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 22.1$ MPa

Fondazioni:
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)

f_{cfm} = 1.2 x f_{ctm} = 3.72 MPa (resistenza media a trazione per flessione)
E_{cm} = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33640 MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
γ_M = 1.5 → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M$ = 22.1 MPa

6.3. Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio preteso in trefoli per tegoli prefabbricati in c.a.p.:
Trefoli ϕ 0.6', composti da sette fili, a basso rilassamento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:
fp1k ≥ 1670 N/mm^2
fptk ≥ 1860 N/mm^2

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:
classe B450C
f_{yk} = 450 MPa (tensione di snervamento)
f_{yt} = 540 MPa (tensione di rottura)
da cui:
Stato limite ultimo
γ_M = 1.15 → resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$ = 391 MPa

6.4. Resistenza al fuoco delle strutture

Le strutture, sia gettate in opera, che prefabbricate, sono progettate e realizzate con le predisposizioni ed i magisteri appropriati a fornire la resistenza al fuoco necessaria in ottemperanza alle normative vigenti.

Si richiama qui quanto precisato al paragrafo 4.1.13 *Resistenza al fuoco* del DM 14 gennaio 2008:

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992-1-2 utilizzando i coefficienti γ_M (v.§ 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali ed assumendo il coefficiente α_{cc} pari a 1,0.

Si precisa peraltro che una speditiva valutazione della correttezza applicativa progettuale di quanto previsto dalla normativa è possibile in base all'esame dei contenuti della normativa UNI EN citata. Al punto 2.4.1 (*Generalità*) della medesima è precisato che:
P(1) La Resistenza al fuoco di una struttura di calcestruzzo (armato) viene determinata per mezzo di uno dei metodi forniti nei punti da 2.4.2 a 2.4.5.
Ta i punti citati, vale la pena di ricordare i punti seguenti:

- *2.4.5 – Prove* - Si indica che in alternativa all'utilizzo dei metodi di calcolo, si può ricorrere anche ai risultati di prove sperimentali, oppure anche ad un metodo combinato fra prove sperimentali e calcoli;
- 2.4.4 - Analisi dell'elemento strutturale – Il comma 5 specifica che:

"I metodi tabellari, semplificati o generali, indicati rispettivamente nei punti 4.2, 4.3 e 4.4, sono adatti per la verifica delle membrature in condizioni di incendio".
Per quanto concerne i dati tabellari qui citati si è fatto anche riferimento al Decreto Ministeriale 16 febbraio 2007 "*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*", nel quale i dati tabellari in questione sono riassunti con ottima chiarezza. Citiamo qui l'articolo 2 di tale documento ed in particolare le tabelle descritte nell'allegato D del medesimo decreto.
Per travi, pilastri e pareti portanti valgono le tabelle D.6 riportate qui appresso, nelle quali si precisano i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture in c.a. di travi e pilastri, ottenute mediante getti in opera, oppure anche come elementi strutturali prefabbricati; figurano in esse gli spessori minimi e le distanze minime delle armature dalle superfici esposte.

D.6 Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso

D.6.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	b = 80/ a = 25	120/20	160/15	200/15	80
60	b = 120/ a = 40	160/35	200/30	300/25	100
90	b=150/a=55	200/45	300/40	400/35	100
120	b = 200 / a = 65	240/60	300/55	500/50	120
180	b = 240 / a = 60	300/70	400/65	600/60	140
240	b = 260 / a = 90	350 I 60	500/75	700/70	160
I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricopri menti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.					

D.6.2 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:
- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero ≤ 4,5 m (per pilastri dell'ultimo piano);
e
- area complessiva di armatura $A_s \leq 0{,}04\ A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	B=200/ a = 30	300/25	160/25
60	B=250 / a=45	350/40	160/25
90	B=350 / a=50	450/40	160/25
120	B=350 / a =60	450/50	180/35
180	B=450 / a =70		230/55
240			300/70

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:
- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero ≤ 4,5 m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	s = 120 / a = 10	120 / 10
60	s = 130 / a = 10	140 / 10
90	s = 140 / a = 25	170 / 25
120	s = 160 / a = 35	220 / 35
180	s = 210 / a = 50	270 / 55
240	s = 270 / a = 60	350 / 60
I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.		

Si evidenzia in particolare che nella tabella D.6.1 sono fornite le combinazioni possibili, che correlano la larghezza dell'elemento strutturale di travi e pilastri con la distanza dell'asse delle armature dalla superfici esposta.
Ad esempio per REI 120', resistenza richiesta all'interno di alcuni compartimenti dell'edificio A, presa come riferimento la larghezza del pilastro pari a 500 mm, l'asse delle armature deve essere posizionato ad una distanza di 50 mm dalla superfici esposta.
Nella progettazione si sono rispettate le prescrizioni indicate per le classi di resistenza previste.
Sono inoltre anche rispettate le prescrizioni della Tabella D.6.2, relative alla dimensione minima dei lati dei pilastri in funzione dell'altezza effettiva degli stessi e della percentuale complessiva di armatura.

7. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La stratigrafia di riferimento per le opere in oggetto è ricavabile dalla sezione longitudinale L1-L1 e dalle sezioni trasversali T2-T2, T3-T3, T4-T4 e T5-T5.
Dall'analisi di dette sezioni la stratigrafia adottata nei calcoli è data nella seguente (Tabella 7-1):

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1		
STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO		
Spessore medio (m)	Strato	Note
4.0	L1	Limo sabbioso con spessore variabile tra 3 e 6 m.
4.0	L2	Limo con spessore medio abbastanza costante su tutta l'area.
5.0	SL	Strati alternati di spessore variabile di sabbie più o meno limose. A luoghi lo strato può contenere sottolivelli di limo sabbioso. Lato costa e per fondali più profondi di -15 m l.m.m. lo spessore si incrementa mediamente a 16 m.
15.0	S	Sabbia pulita presente soltanto lungo la costa a profondità superiori ai 15 m.
4.0	G	Ghiaia con sabbia e poco limo con spessore variabile tra 2 e 8 m, che incrementa notevolmente trasversalmente verso sud fino a spessori medi di 20 m.
Indefinito	A	Argilla compatta pliocenica. E' assente a ridosso della costa.

TABELLA 7-1 - STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono riassunte nella seguente Tabella 7-2

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Livello	γ	IP	G_s	OCR	e_0	K	c_v	C_u	c'	ϕ'	E (*) (MPa)		G_{max}	α_{Eur} (**)	CR RR	C_α	ν	k_0
	(kN/m^3)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m/s)	(m^2/s)	(kPa)	(kPa)	(°)	m	n	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
L1	16	10	2.73	5	1.35	3E-8	6E-6	(***)	0	33	-		15	14	0.14 0.01	1E-3	0.35	0.50
L2	17	10	2.73	1	1.28	3E-8	7E-6	(***)	0	32	-		40	13	0.17 0.013	1E-3	0.35	0.50
SL/S	18	-	2.72	1	1.20	1E-7	-	-	0	32	15	0.6	70	9	-	-	0.30	0.50
G	19	-	2.72	1	-	1E-5	-	-	0	40	30	0.6	120	8	-	-	0.30	0.50
A	18.5	20	2.75	≥ 3	1.00	1E-9	3E-6	200	200	27	-		150	-	0.27 0.025	1E-3	0.25	1.50

(*) Per SL e G il modulo E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:

$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,

σ'_v = sforzo verticale agente $= \sigma'_{v0}$ allo stato naturale

$= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

Per L1, L2 e A le caratteristiche di deformabilità sono ricavabili da CR ed RR, adeguandoli al valore della tensione efficace agente.

(**) E_{ur} si ottiene da E attraverso il fattore α_{Eur} quindi: $E_{ur} = \alpha_{Eur} \times E$

(***) Per individuare il valore di Cu per L1 ed L2 si può utilizzare la seguente relazione:

$Cu = 0.46 \cdot OCR^{0.7} \sigma'_v$

TABELLA 7-2 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI DI FONDAZIONE

Per quanto concerne invece i materiali da costruzione nella Tabella 7-3 vengono riportati i parametri geotecnici assunti nei calcoli:

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1	
MATERIALI DA COSTRUZIONE	
Materiale	**Note**
BONIFICO	Ghiaia 40-60%. Fine ≤5%. Sabbia 45-35%. Curva ben assortita
SCANNO	Pietrame 2-300 kg. Curva ben assortita.
TOUT-VENANT	Ghiaia sabbia e ciottoli. Fine ≤ 10%. Φmax = 100 mm. Curva ben assortita.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Materiale	γ	G_s	OCR	K	c'	φ'	E (*) (MPa)		α_{Ehr} (**)	ν	k_0
	(kN/m³)	(-)	(-)	(m/s)	(kPa)	(°)	m	n	(-)	(-)	(-)
BONIFICO	18	2.72	1	5E-4	0	38	54	0.8	10	0.27	0.38
SCANNO	17	2.72	1	5E-4	0	45	30	0.8	10	0.20	0.30
TOUT VENANT	19	2.72	1	5E-4	0	38	114	0.8	10	0.27	0.38

(*) E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:
$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,
σ'_v = sforzo verticale agente = σ'_{v0} allo stato naturale
= $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

(**) E_R si ottiene da E attraverso il fattore α_{Ehr} quindi: $E_R = \alpha_{Ehr} \times E$

TABELLA 7-3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA MATERIALI DA COSTRUZIONE

dove:

γ = peso di volume totale

C' = coesione in sforzi efficaci

C_u = resistenza al taglio non drenata non consolidata

φ' = angolo di attrito in sforzi efficaci

E_{vc}^{ref} = modulo elastico di riferimento

E_{vc} = modulo elastico

E_{UR} = modulo elastico in scarico/carico

Per i parametri geotecnici di cui non si è parlato nel presente capitolo sono stati considerati validi e quindi applicati i valori riportati nella nell'Elaborato *"Caratterizzazione geotecnica - Tavole"*

8. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

8.1. Vita utile di progetto

La vita utile della struttura in oggetto risulta pari a 50 anni.
Il periodo di ritorno delle azioni sono commisurati alla vita utile dell'opera in esame

8.2. Analisi dei carichi verticali

8.2.1. Carichi e sovraccarichi permanenti (G)

Peso proprio degli elementi strutturali (G1)

Travi e pilastri

Per il cemento armato normale è adottato il peso proprio unitario di 25 kN/m^3.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono di due tipologie:

- Travi ad L di altezza 85 cm
- Travi ad T rovescio di altezza 85 cm

I pilastri invece sono di dimensioni 50 cm x 50 cm.

Solai

Il peso proprio dei solai e delle coperture in tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza 60 cm, larghezza 2.50 m, con soletta collaborante di altezza 10 cm è pari a 5.74 kN/m^2 (3.24 kN/m^2 di tegolo + 2.5 kN/m^2 di cappa).

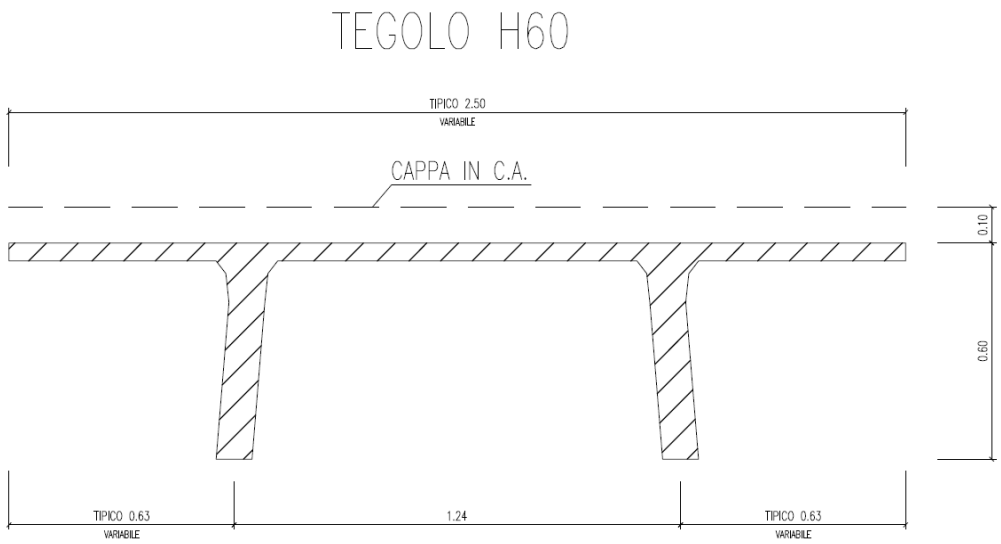


FIGURA 8.1 - SEZIONE TRASVERSALE DEL TEGOLO PREFABBRICATO DI ALTEZZA 60 CM

Le figure riportate sono esemplificative, riportano l'elemento tipico fornito dal co-struttore. Il progetto tiene conto dei necessari aggiustamenti, e i valori assunti nel calcolo sono coerenti e corretti.

Peso degli elementi non strutturali portati (G2)

Pacchetto di copertura, pavimentazioni e controsoffitti

La copertura è caratterizzata dal seguente pacchetto mostrato in figura:

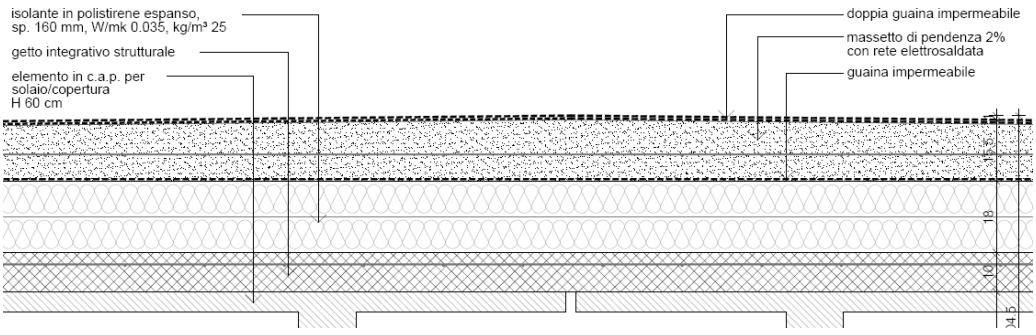


FIGURA 8.2 - SEZIONE TRASVERSALE DEL PACCHETTO DI FINITURA DELLA COPERTURA

- doppia guaina impermeabile peso 10 kg/m^2;
- massetto delle pendenze (1800 kg/ m^3) peso 270 kg/m^2;
- guaina impermeabile peso 5 kg/m^2;
- isolante in polistirene espanso sp. 18 cm peso specifico 25 kg/m^3 , 4.5 kg/m^2;
- Controsoffitto: è previsto in tutti gli ambienti interni; peso unitario = 0.05 kN/m^2.

Il peso totale a metro quadro risulta pari a 290 kg/ m^2 (2.9 kN/m^2).

Il pacchetto di pavimentazione del solaio intermedio del blocco D invece è ipotizzato avere un sovraccarico permanente pari a 250 kg/ m^2 (2.5 kN/ m^2), tenendo in considerazione anche un'eventuale presenza di tramezzature interne per un peso a metro lineare compreso tra 1.0 e 2.0 kN/m (g_2 = 0.80 kN/m^2).

Pannelli di tamponamento esterni

Pannelli esterni peso specifico pari a 5.6 kN/m^2

I pannelli prefabbricati di contenimento di facciata di previsto impiego sono illustrati nell'elaborato grafico di progetto esecutivo MI010-PE-A-U-D-4700. Sono in c.a. ed hanno uno spessore complessivo di 32 cm, formato da due strati esterni, ciascuno con spessore di 5/6 cm, e da uno strato interno di polistirolo espanso con 21 cm di spessore.
Per tali pannelli prefabbricati si è assunto un peso equivalente ripartito, fornito dal costruttore stesso dei pannelli, pari a 5,6 kN per unità di superficie del pannello stesso.
I calcoli sono svolti applicando un carico lineare uniforme seguente:
g = 5,6 x 9,0 = 50,4 kN/m

8.2.2. Sovraccarichi variabili (Q_i)

Folla (Q1)

Il valore del carico di esercizio per la categoria uffici non aperti al pubblico è assunto pari a 2.00 kN/m^3 secondo quanto prescritto dalle NTC al paragrafo 3.1.4, tab.3.1.II.

Zona copertura accessibile per sola manutenzione

q = 0.5 kN/m^2.

Neve (Q2)

Il carico di neve viene valutato mediante l'espressione 3.3.7 delle NTC e qui riportata:

$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t$

dove:

qs =1 kN/ m^2 trattandosi di zona climatica II, a quota a_s = 4.50 m.s.l.m.m.

μ = 0.8 essendo la copertura piana

C_E =1 risultando la topografia normale

C_t =1

$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.8$ kN/m^2

8.3. Azione termica (Q3)

L'azione termica è valutata in base al valore di $\Delta Tu = \pm 15°C$ per strutture in c.a. e c.a.p. esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

8.4. Vento (Q4)

L'azione del vento viene valutata mediante l'espressione n.3.3.1 delle NTC.

Zona	**Descrizione**	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ka	[1/s]
7	Liguria	28	1000		0,015

a_s = 4.50 m.s.l.m.m.

vb = $v_{b,0}$ = 28 m/s per as < a0

La pressione statica equivalente è pari a:

$p = q_b \, c_e \, c_p \, c_d$

q_b è la pressione cinetica di riferimento = $\rho * v_b^2/2 = 1.25 * 28^2/2 = 490$ N/m^2

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.

c_t è il coefficiente di topografia, posto di regola uguale a 1.

c_e è il coefficiente di esposizione da calcolare tenendo conto della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame è D, e della zona (zona 7 Liguria) in base alla tabella qui di seguito riportata:

Categoria di esposizione del sito	k_r	*z0 [m]*	*zmin [m]*
III	0.20	0.10	5

Essendo z > z_{min} = 5 m l'espressione di c_e è la seguente:

$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) \, [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

c_e = 2.66

c_p è il coefficiente di forma pari a +0.8 sopravento e -0.4 sottovento (come indicato nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC)

c_d è il coefficiente dinamico = 1

Pertanto la pressione del vento vale:

p = 490 * 2.66 *0.8 * 1 = 1043.042 N/m^2 sopravento

p = 490 * 2.66 *0.4 * 1 = 521.521 N/m^2 sottovento

da cui si ottiene la risultante pari a:

p = 1043.042 + 521.521= 1564 N/m^2 = 1.6 kN/m^2

Si procede alla valutazione dell'azione tangenziale del vento dovuta alla presenza di pannelli con geometria esterna scabra secondo l'espressione:

$p_f = q_b \, c_e \, c_f$ = 490 * 2.66 * 0.04 = 52.136 N/m^2

dove il valore di c_f si ricava dalle Istruzioni per l'applicazione delle NTC.

8.5. Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto sono state definite, in accordo con il § 3.2 delle NTC, a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito e dagli approfondimenti raggiunti con le analisi della risposta sismica locale, riportate nell'elaborato MI010P-PE-G-G-R-1208 Liquefazione e pericolosità sismica.

Nella suddetta relazione, l'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico di progetto che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato considerato opportuno determinare la risposta sismica locale sulla base di accelerogrammi, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.
A tal fine, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata (analisi alle tensioni efficaci) applicando in superficie (fondale marino) un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici (velocità di propagazione), è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico). Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale. Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensio-

nale (1D) delle onde sismiche il moto del suolo in superficie e, da questo, gli spettri di risposta al livello del fondale. Da questi ultimi è stato ricavato uno spettro di progetto medio rappresentativo da impiegare nelle verifiche di progetto.

Si riporta di seguito la definizione della pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su suolo di categoria A e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_d(T)$, con riferimento ai diversi stati limite definiti, al § 3.2.1 delle NTC, dalle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso in esame, per la funzione che l'opera deve espletare nella corso della sua vita utile, è significativo fare riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.
Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:
$V_R = V_N \cdot C_u$

La vita nominale dell'opera è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.
La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni in accordo con la Tab. 2.4.I delle NTC.

La classe d'uso assunta è la II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC.

TABELLA 8-1 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U (TABELLA 2.4.II DELLE NTC)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso è pertanto:
$V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente sono:
$P_{VR}(SLV) = 10\%$
$P_{VR}(SLD) = 63\%$

I periodi di ritorno dell'azione sismica T_R espressi in anni valgono:

$$T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 475 \text{ anni}$$

$$T_R(SLD) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 50 \text{ anni}$$

Le forme spettrali sono definite da tre parametri (ag, Fo e Tc*) ricavabili per doppia interpolazione (su T_R e sulla distanza del punto considerato dai 4 nodi più vicini del reticolo di riferimento) dei valori riportati in allegato A delle NTC.

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → 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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

L'opera ricade all'incirca alle coordinate geografiche 8.45°E e 44.27°N. L'interpolazione, condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576, conduce alle seguenti terne di caratteristiche sismiche (a_g, F_0, T^*_c) per i diversi valori di P_{VR}, cui corrispondono i relativi periodi di ritorno T_r:

P_{VR}	T_r	a_g	F_0	T^*_c
10	475	0.058	2.608	0.307
63	50	0.025	2.540	0.188

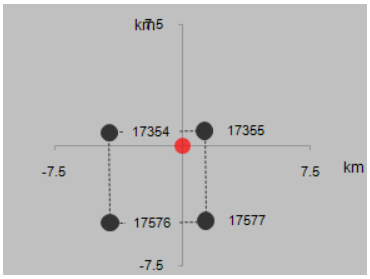


FIGURA 8.3 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto elastico per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Collasso ottenuti dalla relazione MI010P-PE-G-G-R-1208. Si rimanda alla medesima relazione per una descrizione più dettagliata dei risultati ottenuti.

La componente verticale dell'accelerazione sismica è stata trascurata.

TABELLA 8-2 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$

TAB. 8-1 - VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE –VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$.

Tr=475 anni		**Tr=975 anni**	
T,s	**Sa, g**	**T,s**	**Sa, g**
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

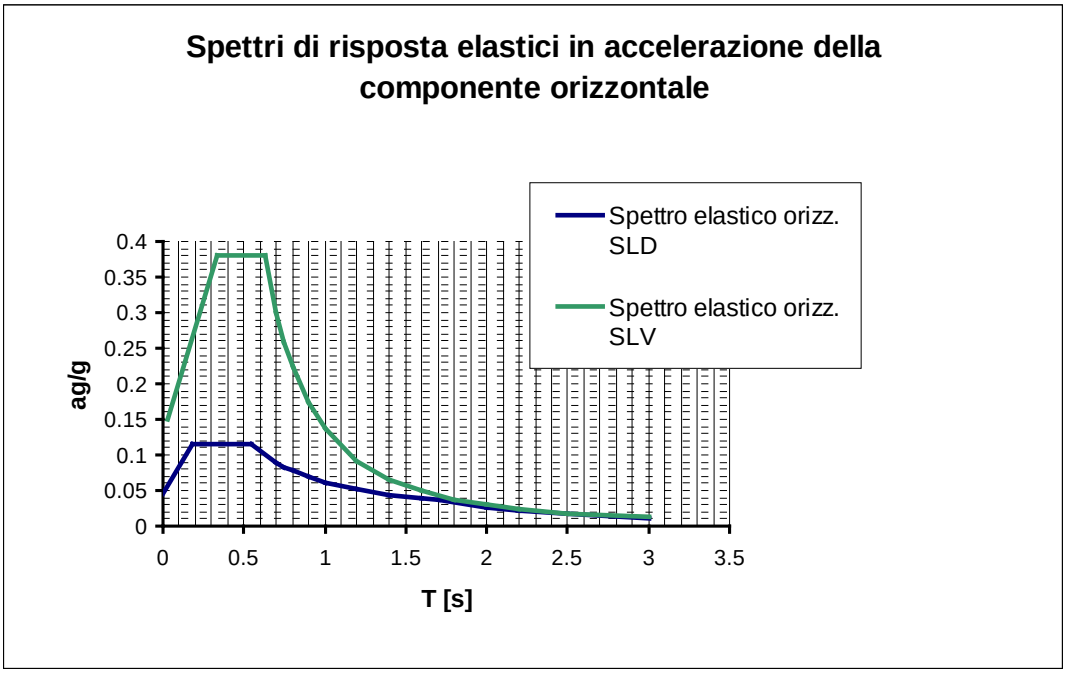


Figura 8.4 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

Si considera la completa regolarità della struttura secondo la definizione data dalla normativa ai fini della determinazione del fattore di struttura q.

$q = q_0 K_R$

La Normativa prescrive per il fattore riduttivo K_R il valore 1 per edifici regolari, 0.8 per edifici non regolari.

Nei calcoli sismici svolti per lo studio del modello del complesso dei blocchi A+B+C+D si assume dunque

$K_R = 1.0$.

Per quanto riguarda il valore di q_0, con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 7.4.3.1 delle NTC, la struttura è ascrivibile alla tipologia "a telaio" in entrambe le direzioni.

In classe di duttilità bassa (CD "B") secondo la tabella 7.4.I il valore di q_0 vale 3.0.

Pertanto viene applicato il fattore di struttura

$q = q_0 K_R = 3.0 * 1.0 = 3.0$.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite di vita e di danno.

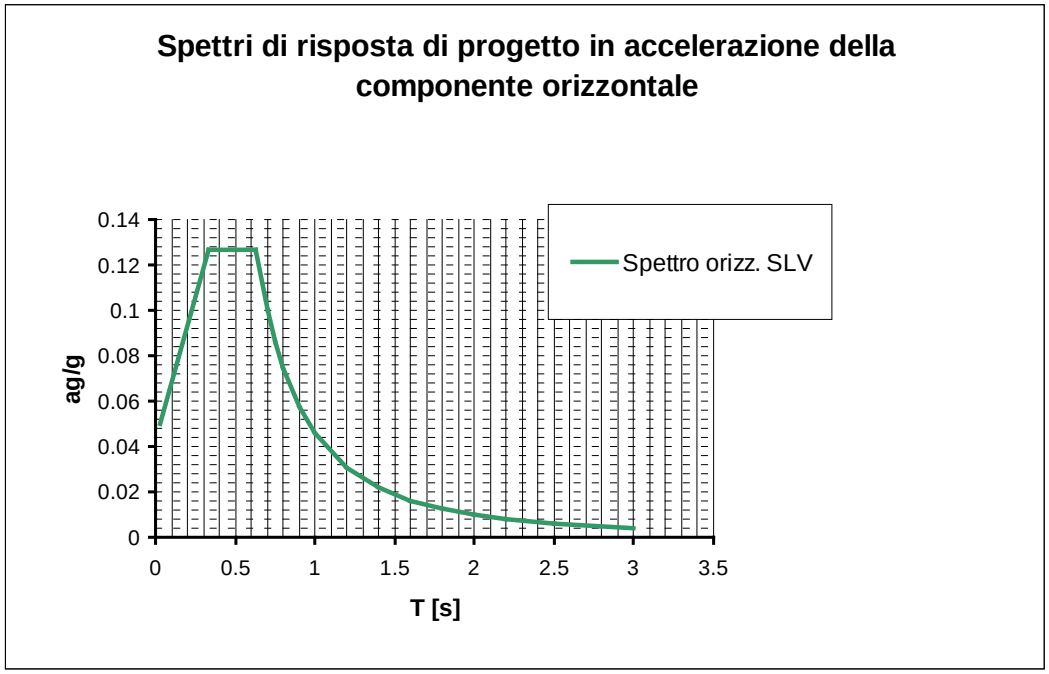


FIGURA 8.5 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

9. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γ ed il prodotto $\psi * \gamma$ tra coefficienti di combinazione ψ ed i coefficienti parziali γ) relativi ai carichi agenti sulle strutture in esame per la verifica agli stati limite.

9.1. Stato limite ultimo

Situazioni persistenti e transitorie (STR):

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi permanenti	Variabile	γ_Q=1,5	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,5
5	Sovraccarico accidentale (folla)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,7

Situazioni di progetto sismiche

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi permanenti	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Sovraccarico accidentale (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,3
6	Azione sismica	Sismica	γ_G=1,0	γ_G=1,0

9.2. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi permanenti	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,2}$=0,5
5	Sovraccarico accidentale (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,3}$=0,7

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi permanenti	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,1}$=0,2 $\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,2}$=0,2 $\psi_{2,2}$=0,0
5	Sovraccarico accidentale (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,3}$=0,5 $\psi_{2,3}$=0,3

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi permanenti	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Sovraccarico accidentale (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,3

10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO A

L'edificio A di banchina è una struttura ad elementi prefabbricati monopiano, ad eccezione dell'ultimo corpo che invece è costituito da due piani.

La struttura dell'edificio, come già accennato, è suddivisa in blocchi giuntati tra loro.
Ogni blocco dell'edificio prefabbricato è caratterizzato da una struttura a telaio con collegamenti a cerniera tra trave e pilastri e tra travi e tegoli di copertura.

Gli orizzontamenti sono costituiti da tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza di 60 cm, più 10 cm di cappa armata di completamento e larghezza tipica 2.50 m.

La sezione è composta da due nervature centrali di 14.5 cm e da due ali laterali.
La larghezza del tegolo può essere modificata all'occorrenza intervenendo sulla larghezza delle ali laterali.

Le travi sono invece di due tipologie: le travi centrali con forma a T rovescio di altezza pari a 85 cm e base di 90 cm, e le travi laterali costituite da una forma ad L avente altezza pari a 85 cm e base 65 cm.
Le dimensioni di tegoli e travi provengono da dimensionamenti effettuati mediante l'ausilio di diagrammi di utilizzo di prefabbricatori che si trovano in commercio, riportati nei paragrafi successivi.

I pilastri hanno forma quadrata di 50 cm x 50 cm e risultano incastrati alla base.

Le fondazioni su cui poggiano i pilastri sono di tre tipologie, a causa della diversità della sottofondazione: fondazioni superficiali, dadi di fondazione su sovrastruttura e impalcato strutturale.
Le fondazioni superficiali sono impiegate nella zona del rilevato (blocco A) e sono costituite da plinti a bicchiere di dimensioni in pianta pari a 2.8 m x 2.8 m e da travi di fondazione di dimensioni 2.5 m x 21 m.

I dadi di fondazione su sovrastruttura cassone e l'impalcato strutturale in c.a. a giorno costituiscono invece le fondazioni rigide dei rimanenti blocchi B, C e D.
La connessione del pilastro prefabbricato su tali fondazioni è realizzata mediante connettori speciali in acciaio annegati nel getto di fondazione.

10.1. Descrizione del modello

In questo paragrafo si riporta un breve riassunto dell'impostazione del modello della struttura del edificio A, creato con il programma di calcolo Sap 2000.

Tutti i componenti strutturali, come travi e pilastri, sono costituiti da elementi lineari di tipo prismatico "*frames*", collegati fra di loro nei nodi (*joints*) con vincolo di cerniera tra travi e pilastri che danno continuità di forze.

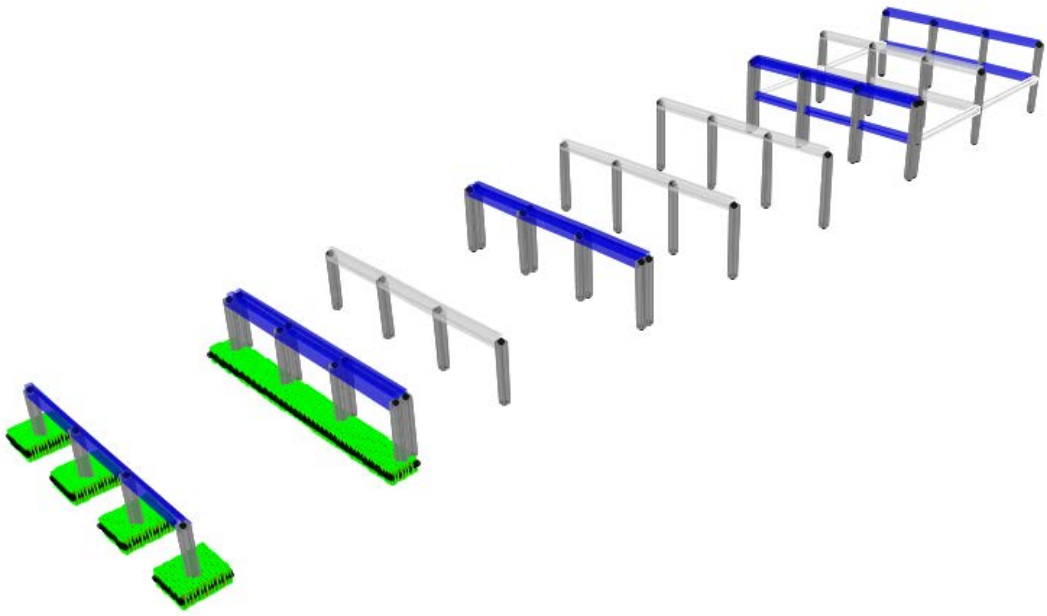


FIGURA 10.1 - EDIFICIO A: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

Le fondazioni su terreno sono state modellate mediante l'utilizzo di elementi *shell*.

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato condotto con riferimento ed utilizzo di due modelli separati per simulare le condizioni statiche e sismiche.

Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi, pilastri, fondazioni, al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in automatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico del cemento armato.

Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

BLOCCO A					
	area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P2 (copertura)					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	290	5.74		1664.6	
pannelli	96	5.6		537.6	
sovraccarichi permanenti	290	2.9		841	
sovraccarichi accidentali	290	0		0	
				3043.2	304
BLOCCO B					
	area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P2 (copertura)					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	430	5.74		2468.2	
pannelli	103	5.6		576.8	
sovraccarichi permanenti	430	2.9		1247	
sovraccarichi accidentali	430	0		0	
				4292	429
BLOCCO C					
	area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P2 (copertura)					
tegoli in c.a.p.	737	5.74		4230.38	
pannelli	215	5.6		1204	
sovraccarichi permanenti	737	2.9		2137.3	
sovraccarichi accidentali	737	0		0	
				7571.68	757
BLOCCO D					
	area m^2	peso unitario kN/m^2	coeff	peso totale kN	t
P2 (copertura)					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	500	5.74		2870	
pannelli	65	5.6		364	
sovraccarichi permanenti	500	2.9		1450	
sovraccarichi accidentali	500	0		0	
				4684	468
P1					
carichi permanenti					
tegoli in c.a.p.	500	5.74		2870	
pannelli	130	5.6		728	
sovraccarichi permanenti	500	2.5		1250	
sovraccarichi accidentali	500	2	0.3	300	
				5148	515

TABELLA 10-1 - EDIFICIO A - COMPUTO DELLE MASSE SISMICHE DA APPLICARE AGLI SPECIAL JOINT BARICENTRICI PER OGNI PIANO

I pesi degli elementi non strutturali, così come le azioni dovute al vento e alla neve, vengono implementati come carichi esterni distribuiti o concentrati.
La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 15°C$ a tutti gli elementi strutturali ed impostando il modulo di dilatazione termica del calcestruzzo.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione "*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.

Per quanto riguarda le fondazioni su rilevato si ipotizza di avere un suolo con comportamento alla Winkler, modellandolo attraverso l'introduzione di molle elastiche lineari ($k = 20000$ KN/m^3), reagenti in direzione verticale a sola compressione, su tutti gli shell delle travi di fondazione e dei plinti.

Per quanto riguarda le fondazioni su cassone ed impalcato si ipotizza un incastro rigido.

Come indicato dalla normativa, le non linearità di tipo geometrico possono essere trascurate ai fini del calcolo sismico purché il rapporto ad ogni orizzontamento risulti

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0{,}1$$

dove:
P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame
dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Dal modello utilizzato, nella combinazione sismica delle azioni con sisma agente nella direzione più sfavorevole per il sistema (dir x), si ottengono i seguenti valori del parametro θ:

Per il primo orizzontamento $\theta = \frac{465 \cdot 1.7}{50 \cdot 4.22} = 0.037 < 0.1$

a conferma dell'opportunità di trascurare gli effetti del secondo ordine.

Verranno effettuate le verifiche delle sezioni principali dei pilastri e degli elementi di fondazione.
Per travi e tegoli di copertura si utilizzeranno i diagrammi di dimensionamento accennati in precedenza.

10.2. Applicazione dei carichi

Allo scopo di illustrare in modo più esauriente come siano applicati i carichi ai modelli, si allegano nel seguito gli schemi rappresentativi dell'edificio A per le varie tipologie di carico di tipo statico.
I valori caratteristici delle azioni vengono linearizzati per essere applicati sugli elementi trave corrispondenti, moltiplicandoli per l'area di interesse.

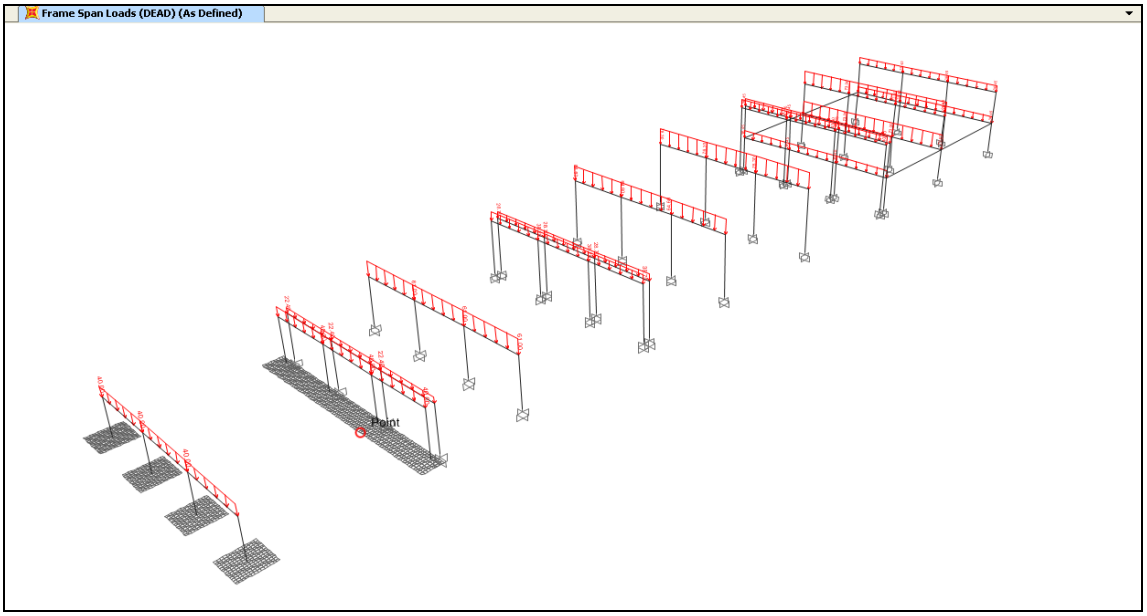


FIGURA 10.2 - SCHEMA CARICHI PERMANENTI SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

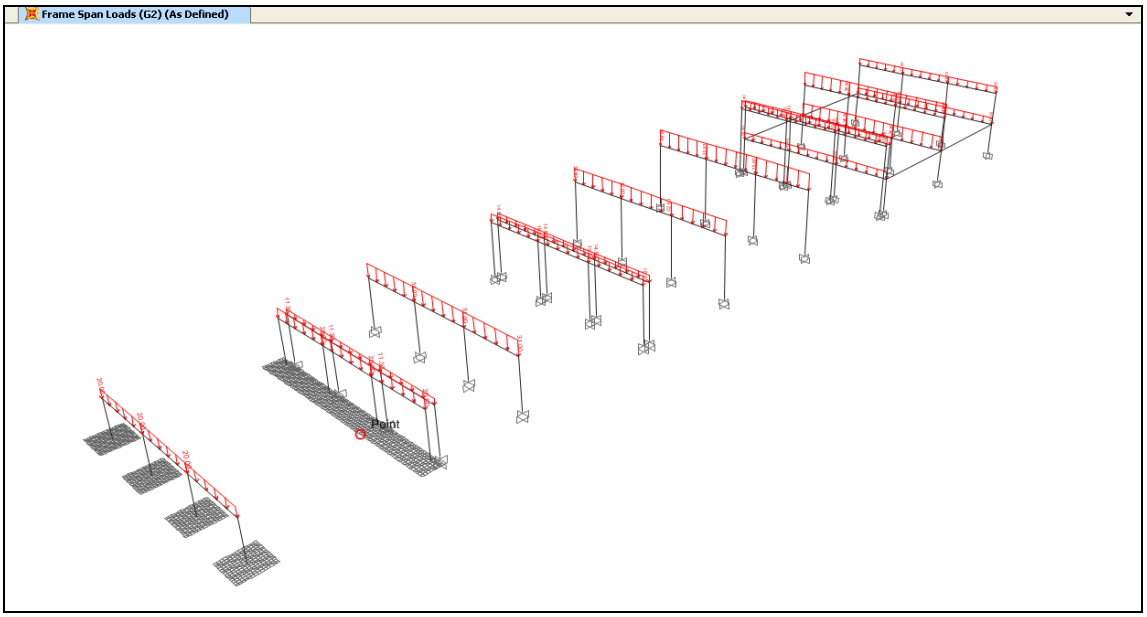


FIGURA 10.3 - SCHEMA SOVRACCARICHI PERMANENTI SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

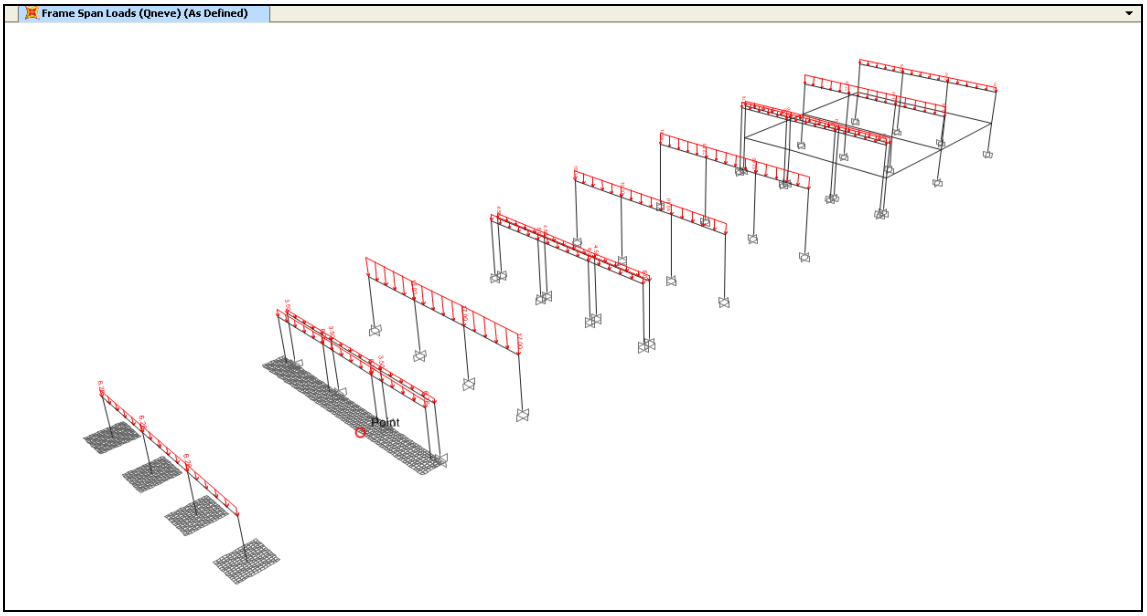


FIGURA 10.4 - SCHEMA CARICO NEVE SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

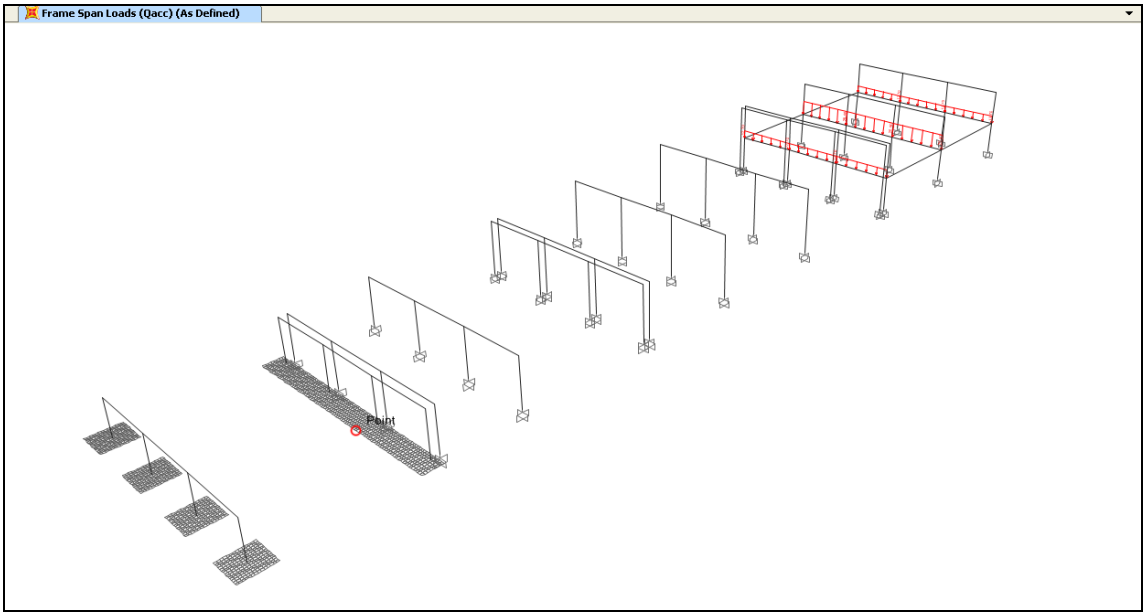


FIGURA 10.5 - SCHEMA CARICO FOLLA SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

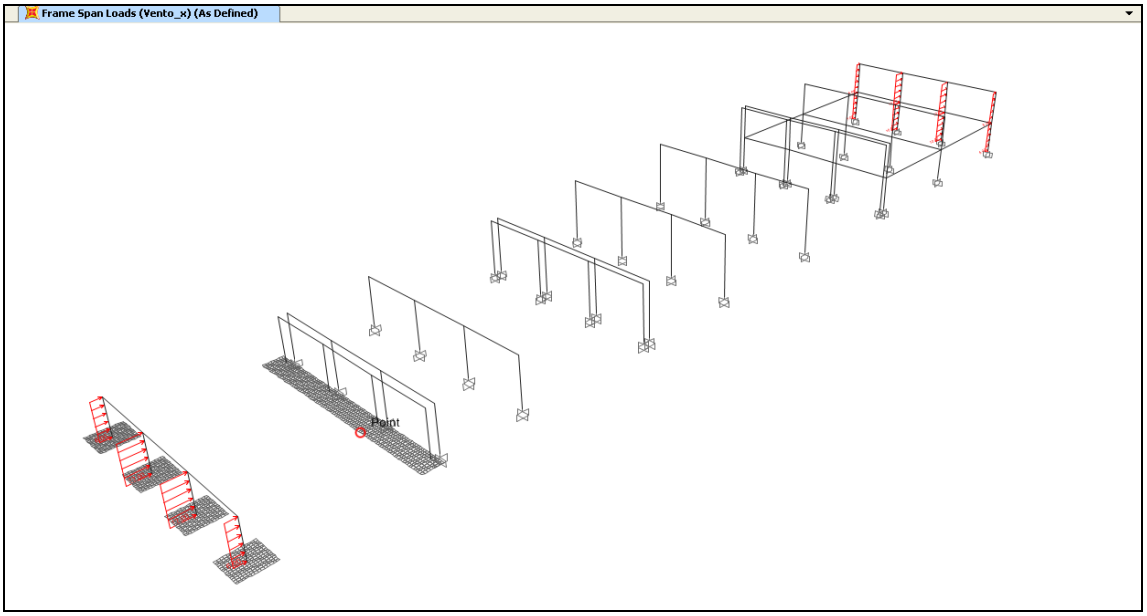


FIGURA 10.6 - SCHEMA CARICO VENTO IN X SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

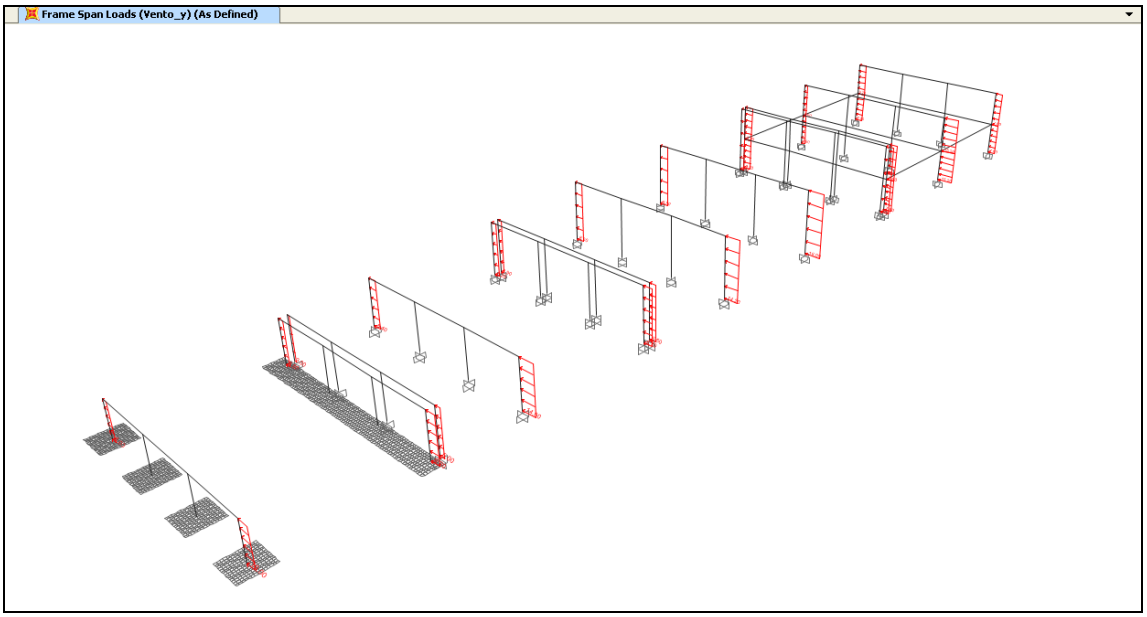


FIGURA 10.7 - SCHEMA CARICO VENTO IN Y SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

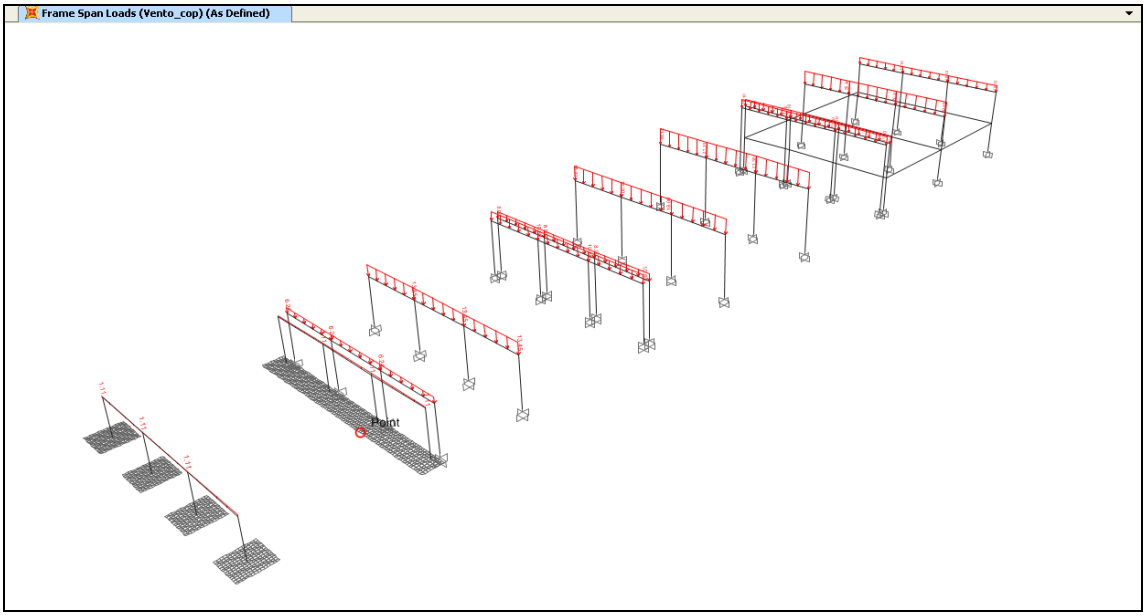


FIGURA 10.8 - SCHEMA CARICO VENTO IN COPERTURA SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

10.3. Verifiche agli stati limite ultimi

Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TABELLA 10-2 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLU

Combinazioni	G1	G2	Q1	Q2	Q4X	Q4Y	Q4cop
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Vento x	Vento y	Vento z
SLU 1	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0.9
SLU 2	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0.9	0.9
SLU 3	1.3	1.5	1.05	1.5	0.9	0	0.9
SLU 4	1.3	1.5	1.05	1.5	0	0.9	0.9
SLU 5	1.3	1.5	1.05	0.75	1.5	0	1.5
SLU 6	1.3	1.5	1.05	0.75	0	1.5	1.5

TABELLA 10-3 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLV

Combinazioni	G1	G2	Q1	Ex	Ey
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Sisma x	Sisma y
SLV_X	1	1	0.3	1	0.3
SLV_Y	1	1	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCX+	1	1	0.3	1	0.3
SLV_Y-ECCX+	1	1	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCX-	1	1	0.3	1	0.3
SLV_Y-ECCX-	1	1	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCY+	1	1	0.3	1	0.3
SLV_Y-ECCY+	1	1	0.3	0.3	1
SLV_X-ECCY-	1	1	0.3	1	0.3
SLV_Y-ECCY-	1	1	0.3	0.3	1

Si riporta una selezione dei diagrammi risultanti per uno dei telai piani tipo che compongono la struttura del corpo di fabbrica in esame.

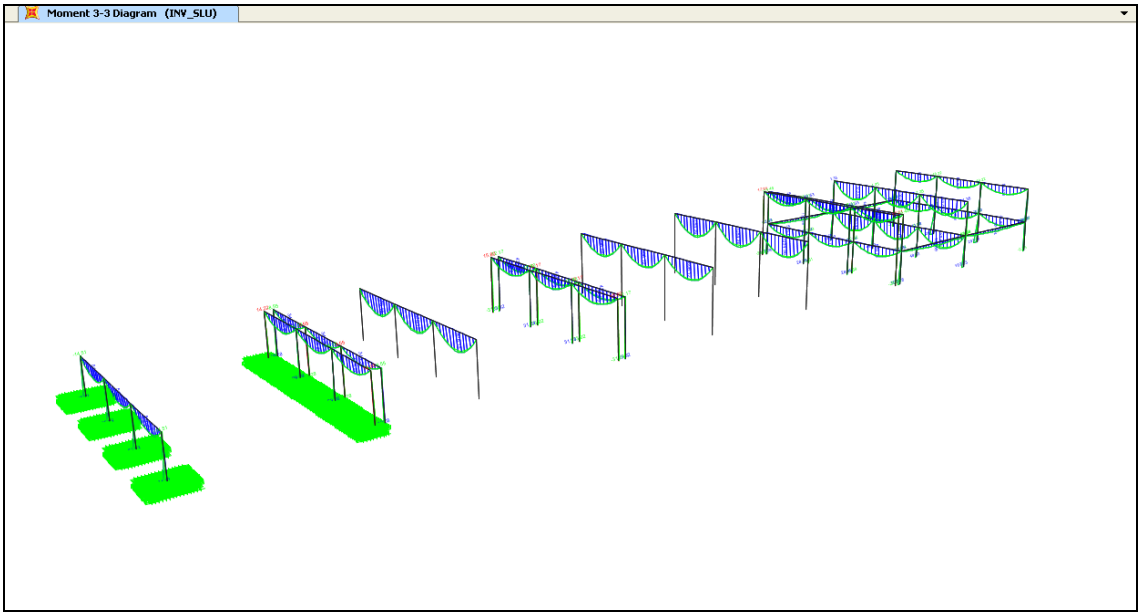


FIGURA 10.9 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO FLETTENTE M3 NEGLI ELEMENTI

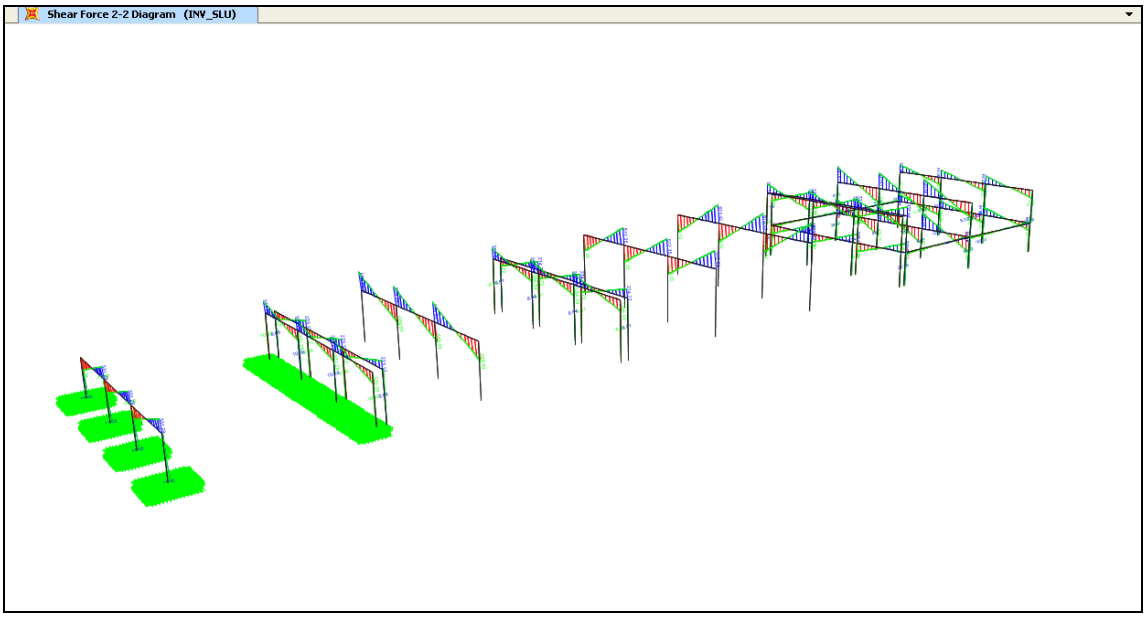


FIGURA 10.10 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: TAGLIO V2 NEGLI ELEMENTI

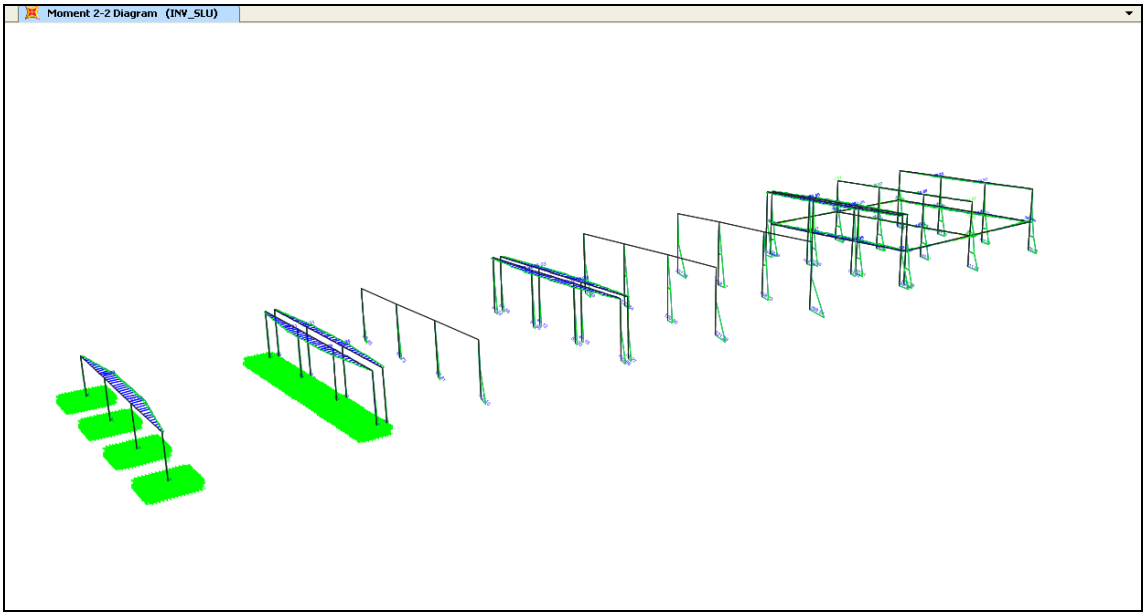


FIGURA 10.11 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO FLETTENTE M2 NEGLI ELEMENTI

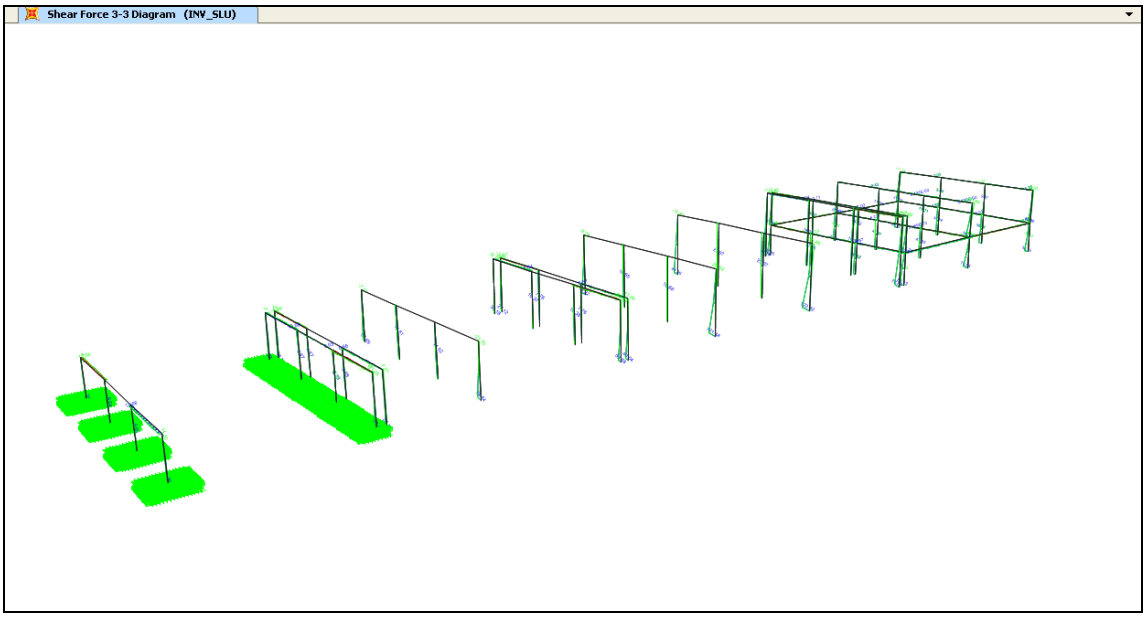


FIGURA 10.12 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: TAGLIO V3 NEGLI ELEMENTI

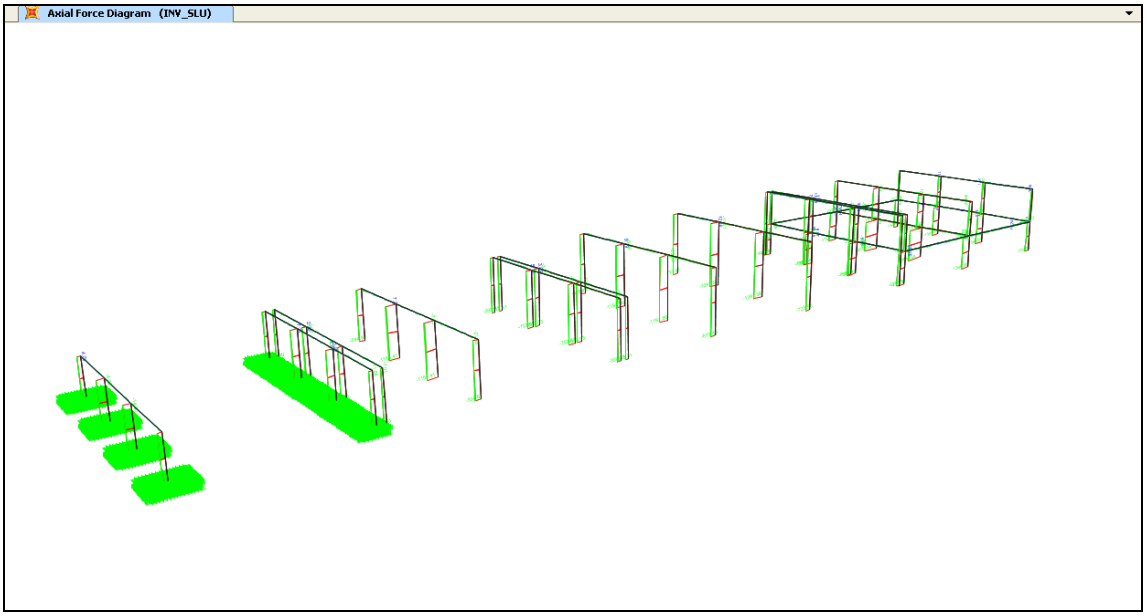


FIGURA 10.13 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: SFORZO ASSIALE N NEGLI ELEMENTI

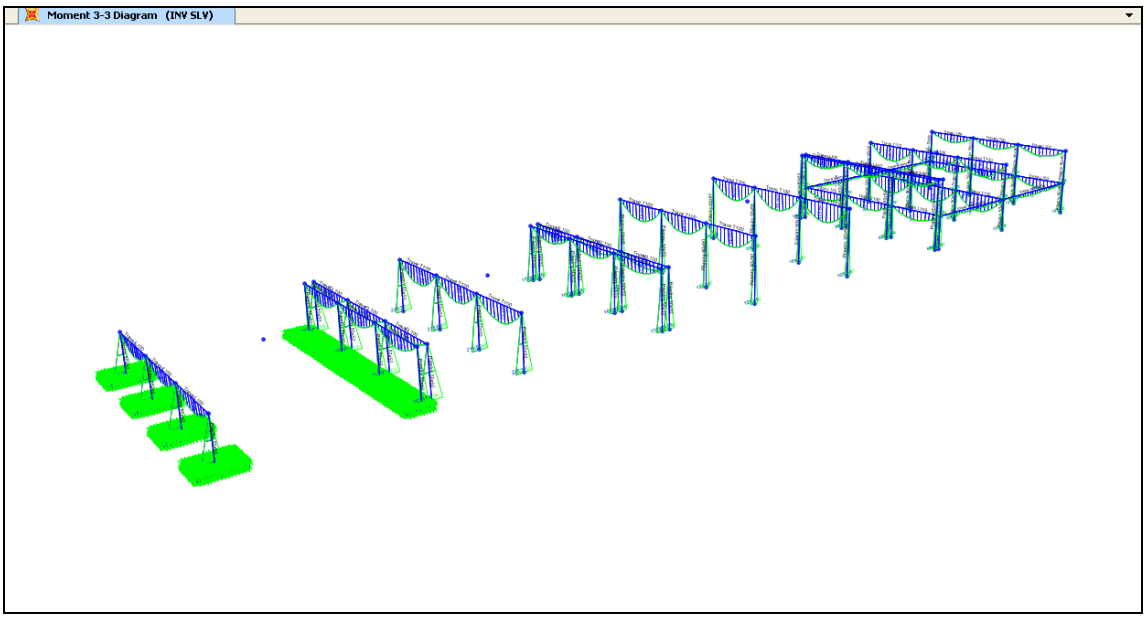


FIGURA 10.14 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO FLETTENTE M3 NEGLI ELEMENTI

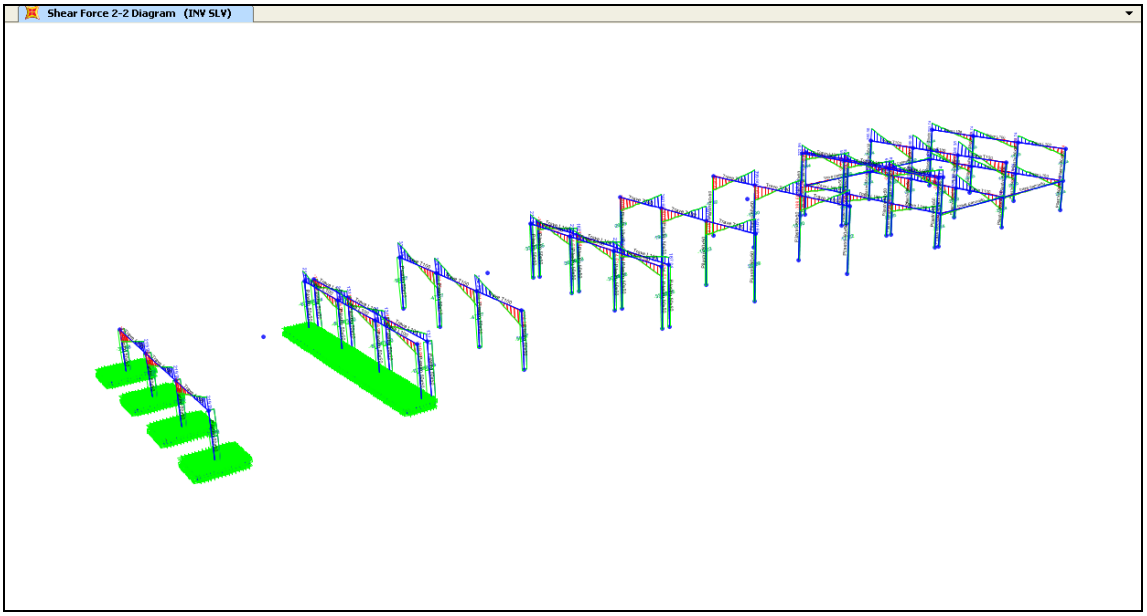


FIGURA 10.15 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: TAGLIO V2 NEGLI ELEMENTI

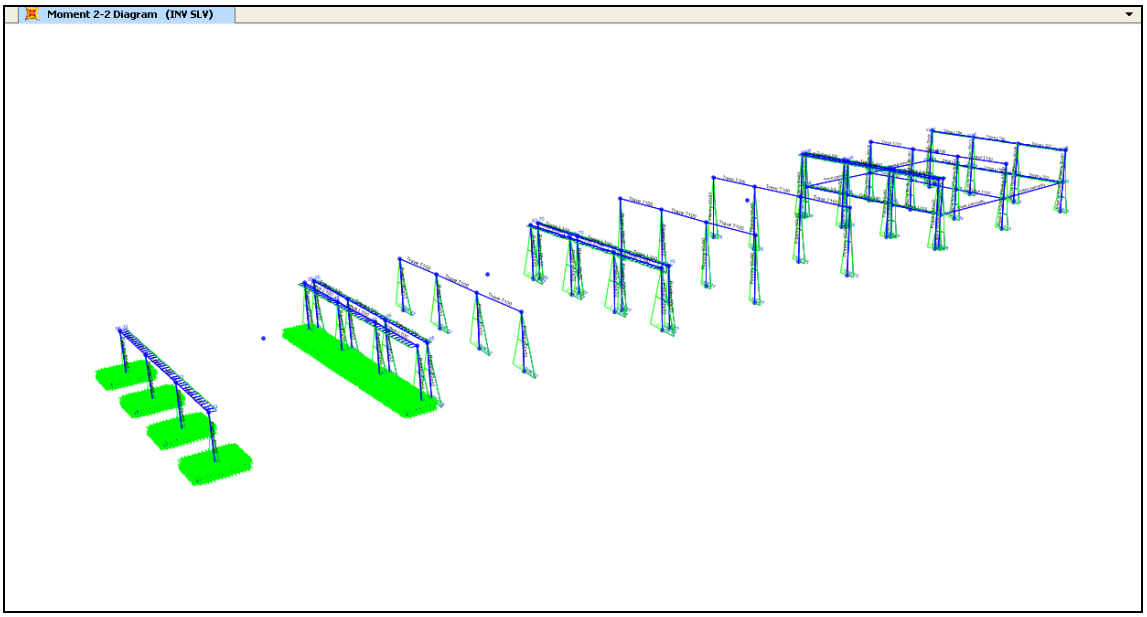


FIGURA 10.16 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO FLETTENTE M2 NEGLI ELEMENTI

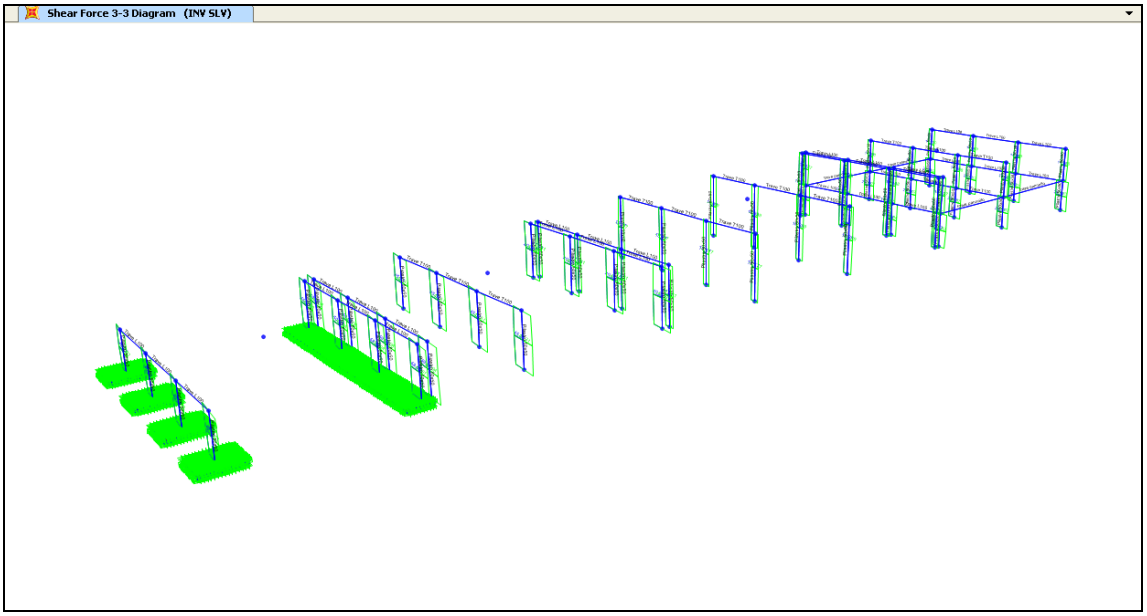


FIGURA 10.17 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: TAGLIO V3 NEGLI ELEMENTI

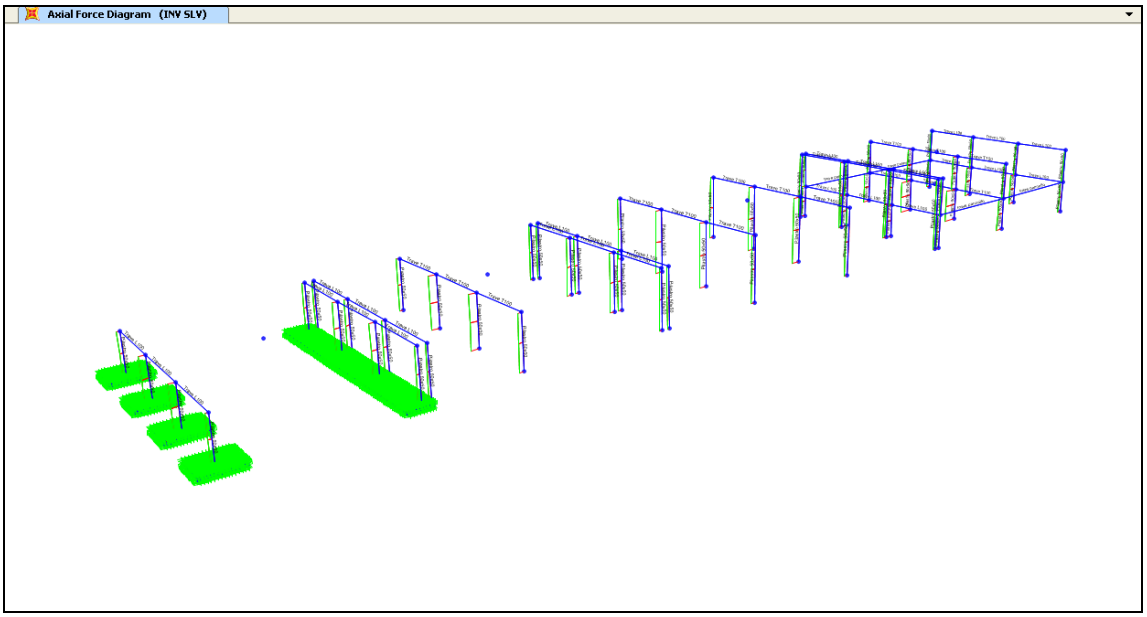


FIGURA 10.18 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: SFORZO ASSIALE N NEGLI ELEMENTI

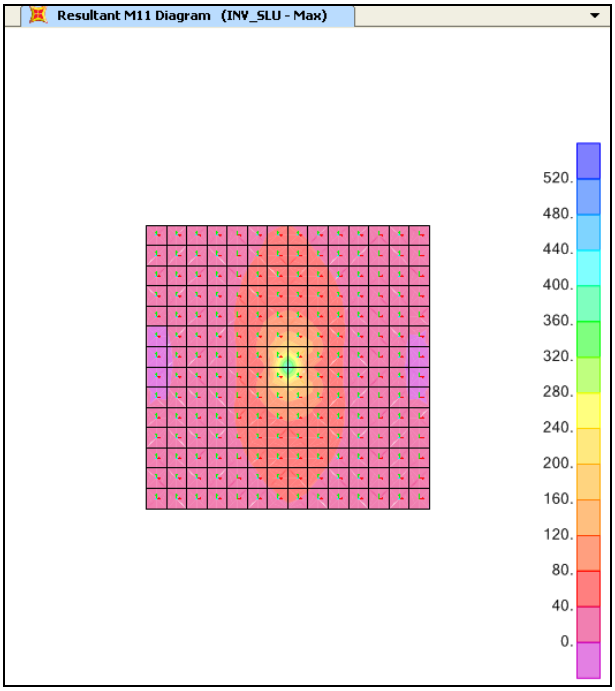


FIGURA 10.19 - EDIFICIO A: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTI M11 NEL PLINTO DI FONDAZIONE

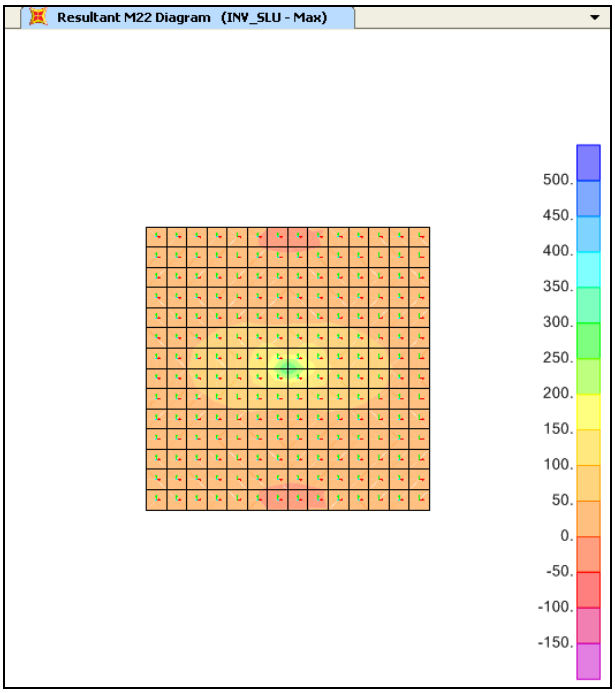


FIGURA 10.20 - EDIFICIO A: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTI M22 NEL PLINTO DI FONDAZIONE

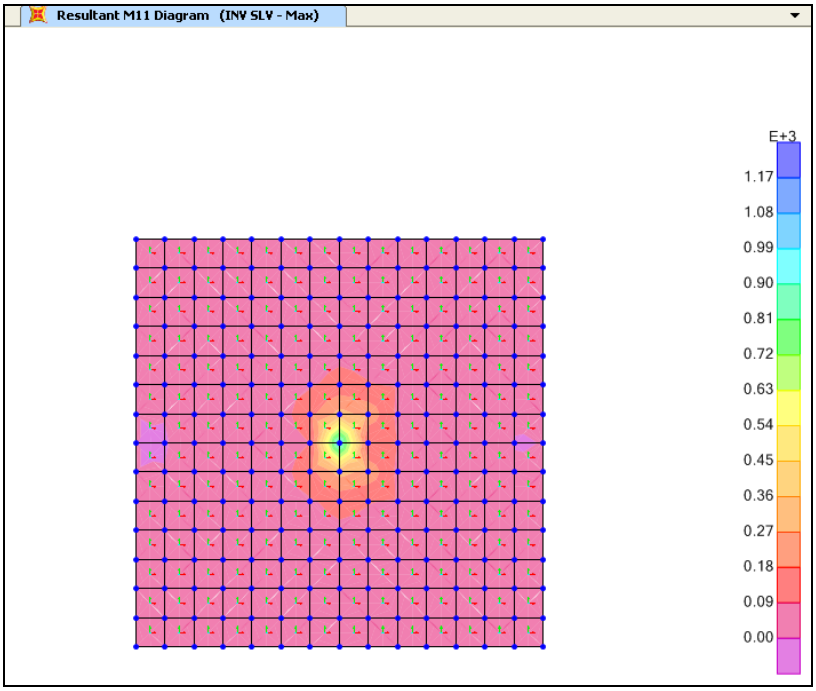


FIGURA 10.21 - EDIFICIO A: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTI M11 NEL PLINTO DI FONDAZIONE

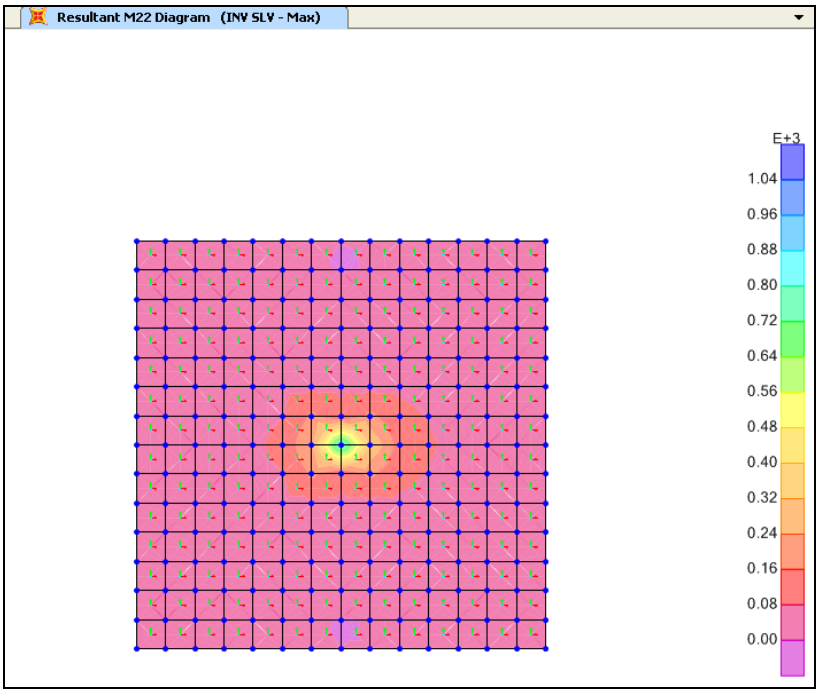


FIGURA 10.22 - EDIFICIO A: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTI M22 NEL PLINTO DI FONDAZIONE

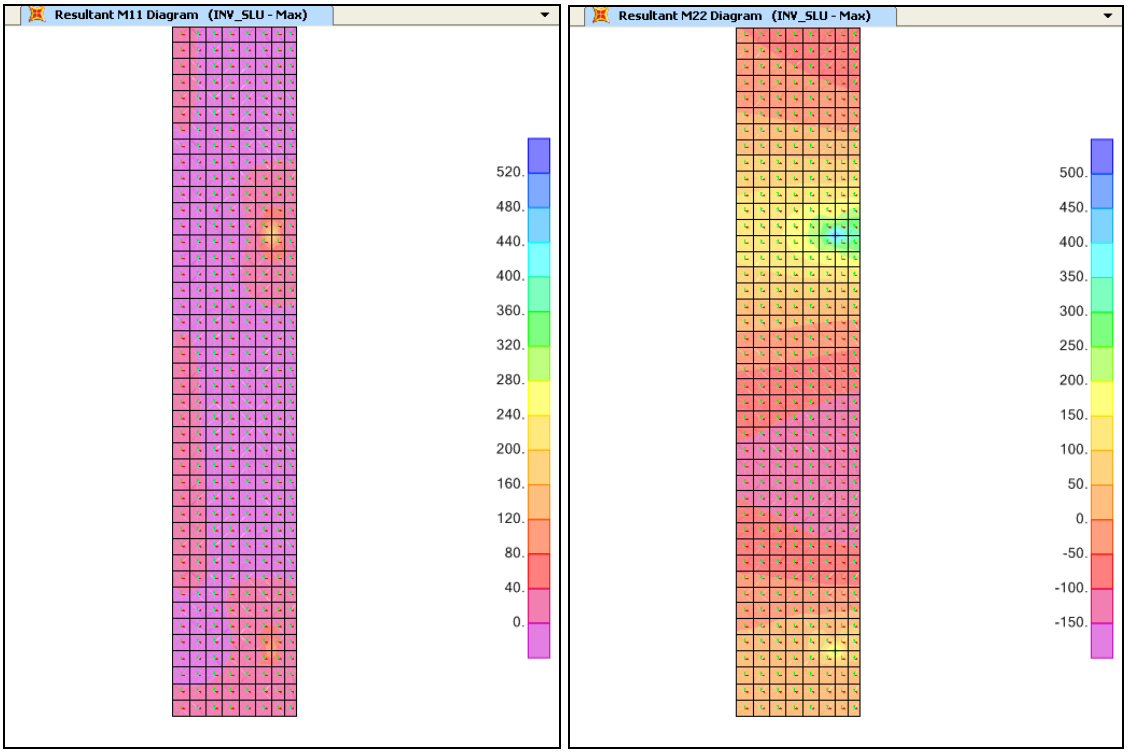


FIGURA 10.23 - EDIFICIO A: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTI M11 E M22 NELLA FONDAZIONE CONTINUA

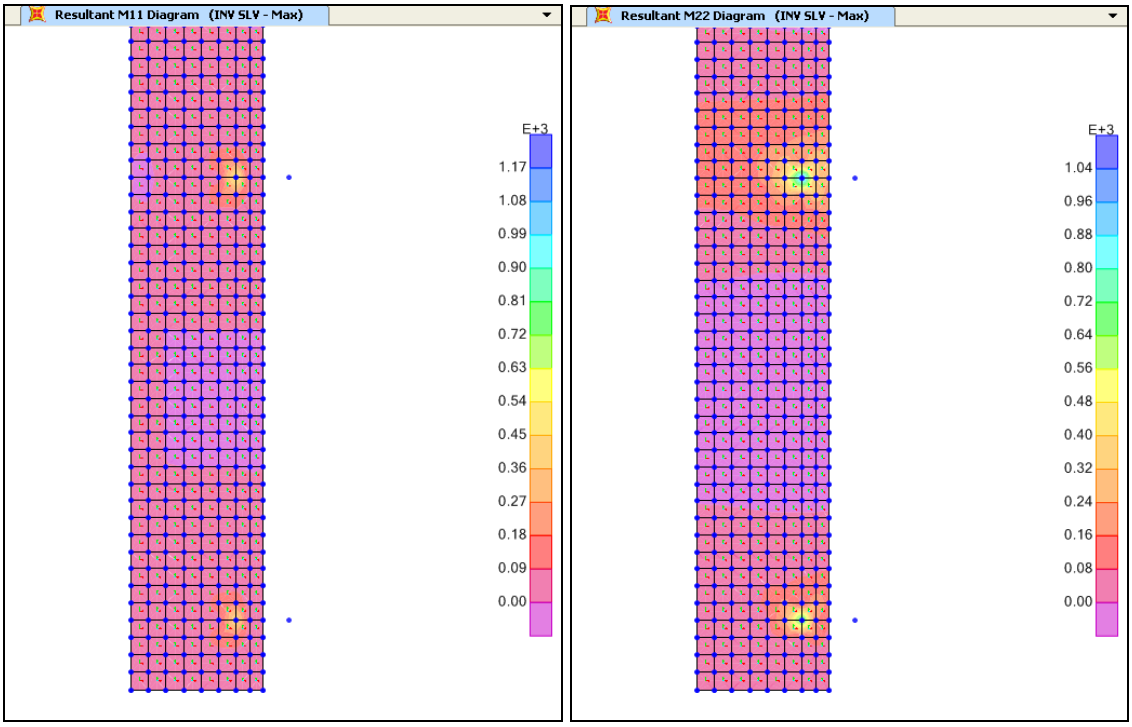


FIGURA 10.24 - EDIFICIO A: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTI M11 E M22 NELLA FONDAZIONE CONTINUA

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni più gravose per le colonne e le fondazioni dei diversi blocchi.

Blocco A										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
602	0	INV_SLU	Combination	Max	-342.217	42.796	25.456	-8.4112	34.7291	84.1177
601	0	INV_SLU	Combination	Max	-348.267	-10.086	46.225	-11.1757	72.9966	-28.2552
597	0	INV_SLU	Combination	Min	-694.331	10.067	0.829	0.5845	3.4413	28.2226
Blocco B										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
583	0	INV_SLU	Combination	Min	-397.129	-8.837	2.707E-08	18.5223	1.005E-07	-31.0386
593	0	INV_SLU	Combination	Max	-554.658	0	74.843	0	122.0976	0
591	0	INV_SLU	Combination	Min	-1154.415	0	0	0	0	0
Blocco C										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
568	0	INV_SLU	Combination	Min	-427.286	-6.24	9.008E-09	-19.9551	4.191E-08	-28.8532
18	0	INV_SLU	Combination	Max	-683.705	0	122.918	0	288.5417	0
17	0	INV_SLU	Combination	Min	-1397.382	0	-3.388E-16	-1.72E-08	-2.236E-15	0
Blocco D										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
671	0	INV_SLU	Combination	Max	-1357.239	102.248	36.869	-1.0017	167.19	297.8763
677	0	INV_SLU	Combination	Max	-1379.5	36.322	53.112	0.096	194.9891	107.8327
679	0	INV_SLU	Combination	Min	-2540.882	0.06	-0.077	-3.3216	-0.1497	0.1203

TABELLA 10-4 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU DELLE SOLLECITAZIONI NELLE COLONNE

Blocco A										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
602	0	INV SLV	Combination	Max	-239.754	75.976	46.035	0.3066	154.676	254.9327
597	0	INV SLV	Combination	Max	-463.7	5.73	50.084	0.3831	207.847	23.7541
599	0	INV SLV	Combination	Min	-465.039	-46.341	-50.084	-0.3831	-207.847	-191.0606
Blocco B										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
594	0	INV SLV	Combination	Max	-161.563	68.436	49.058	6.7836	203.5921	279.5384
583	0	INV SLV	Combination	Max	-245.827	33.17	40.277	5.3117	213.467	172.4089
592	0	INV SLV	Combination	Min	-675.726	-47.066	-45.308	-6.12	-208.4188	-215.8769
Blocco C										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
582	0	INV SLV	Combination	Max	-198.262	32.553	17.807	4.5081	94.3749	169.6529
562	0	INV SLV	Combination	Max	-266.251	12.338	15.271	3.2507	112.245	88.7197
16	0	INV SLV	Combination	Max	-838.077	15.904	16.387	3.6201	108.1524	104.546
Blocco D										
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**T [kNm]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
691	0	INV SLV	Combination	Max	-497.179	26.139	25.824	0.0637	106.5623	107.5783
669	0	INV SLV	Combination	Max	-499.358	26.139	26.331	0.0637	108.1834	107.5783
681	0	INV SLV	Combination	Max	-1612.84	26.095	26.07	0.0637	107.3482	107.4377

TABELLA 10-5 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV DELLE SOLLECITAZIONI NELLE COLONNE

Tipo	OutputCase	CaseType	StepType	M11 [kNm]	M22 [kNm]
Plinto	INV_SLU	Combination	Max	407	410
	INV_SLV	Combination	Max	990	960
Fondazione	INV_SLU	Combination	Max	250	680
	INV_SLV	Combination	Max	1240	1072

TABELLA 10-6 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU E SLV DELLE SOLLECITAZIONI NELLE FONDAZIONI

10.3.1. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=60 cm con cappa di 10 cm

Il dimensionamento e la verifica dei tegoli è effettuata mediante i seguenti diagrammi di utilizzo.
Il carico agente sull'elemento utilizzato nei diagrammi risulta:

Sovraccarichi permanenti: 290 kg/m^2
Sovraccarico neve: 90 kg/m^2
Sovraccarico vento: 160 kg/m^2

540 kg/m^2

Luce massima di calcolo: L = 13.25 m

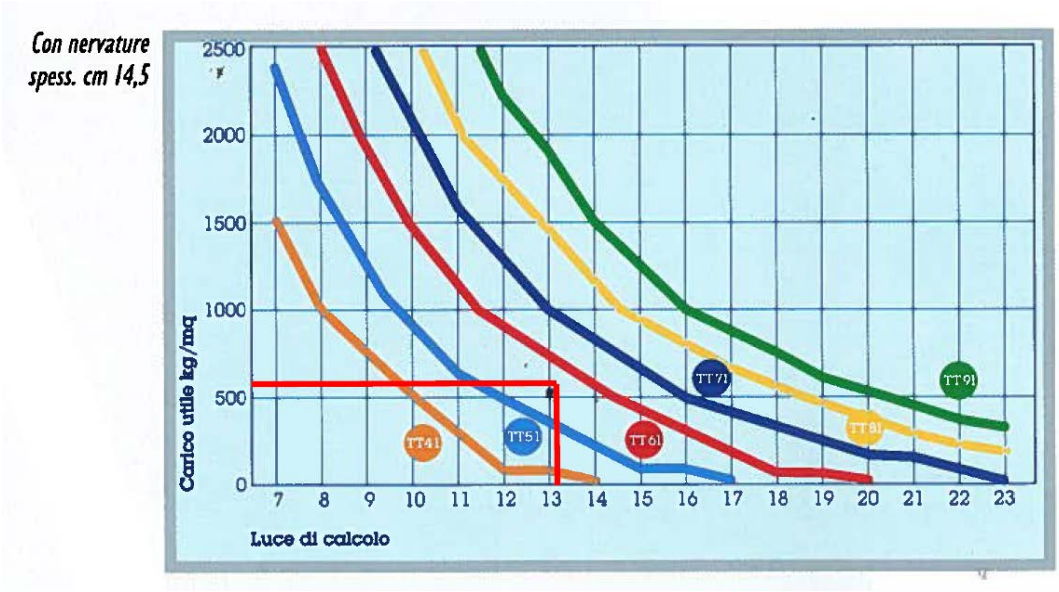


FIGURA 10.25 - DIAGRAMMA DI UTILIZZO PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DEI TEGOLI DI COPERTURA

I tegoli di copertura risultano tegoli doppio TT di altezza 60 cm, larghezza 2.5 m con nervatura da 14.5 cm.

10.3.2. Verifica delle travi

Il dimensionamento e la verifica delle travi è effettuata mediante i seguenti diagrammi di utilizzo.
Il carico agente sull'elemento utilizzato nei diagrammi risulta:

Carichi permanenti:	574 kg/m^2
Sovraccarichi permanenti:	290 kg/m^2
Sovraccarico neve:	90 kg/m^2
Sovraccarico vento:	160 kg/m^2
	———
	1114 kg/m^2

Larghezza di influenza: L = 13.20 m

Carico totale a metro lineare = 1114 * 13.2 = 14700 kg/m = 14.7 T/m

Luce massima di calcolo: L = 6.3 m

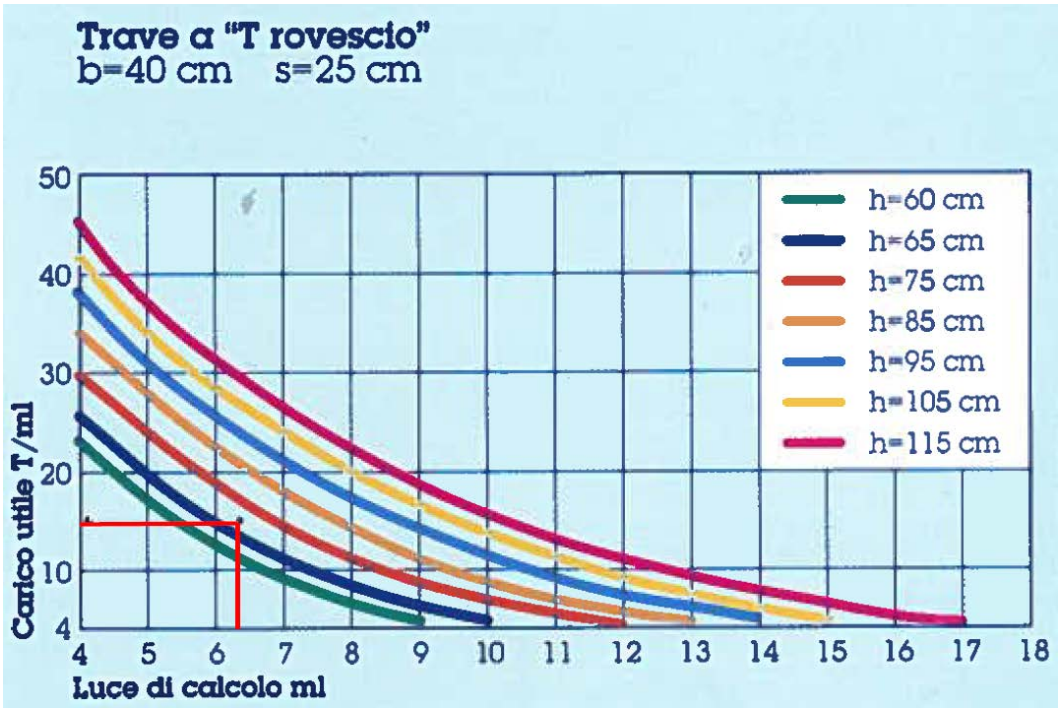
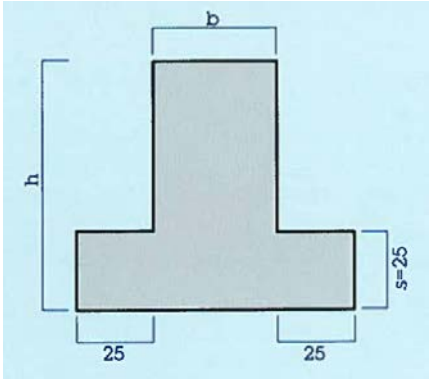


FIGURA 10.26 - DIAGRAMMA DI UTILIZZO PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DELLE TRAVI

Le travi a T rovescio hanno quindi le seguenti caratteristiche:.

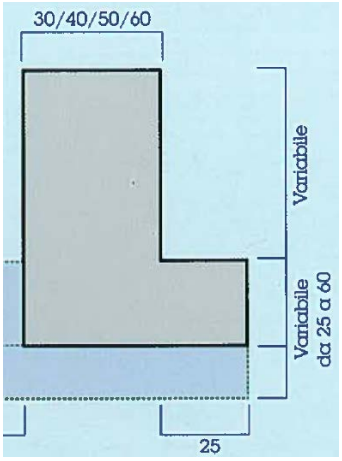


b = 40 cm

h = 85 cm

B = 90 cm

Le travi ad L hanno quindi le seguenti caratteristiche:.



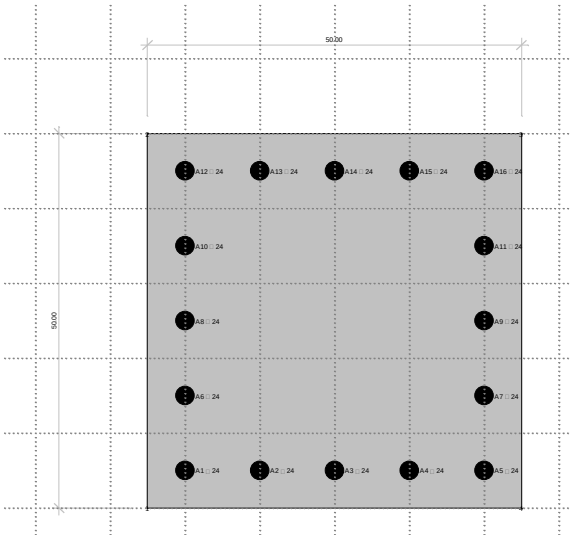
b = 40 cm

h = 85 cm

B = 65 cm

10.3.3. Pilastri 50 cm x 50 cm

La sezione è quadrata, b = 0.50 m, h = 0.50 m.
La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ24/10 cm su tutti i lati.
As = 18 * 4.52 = 81.36 cm^2
Ac = 50 * 50 = 2500 cm^2
Rapporto ρ = As / Ac = 3.2% > 1.00% minimo regolamentare.



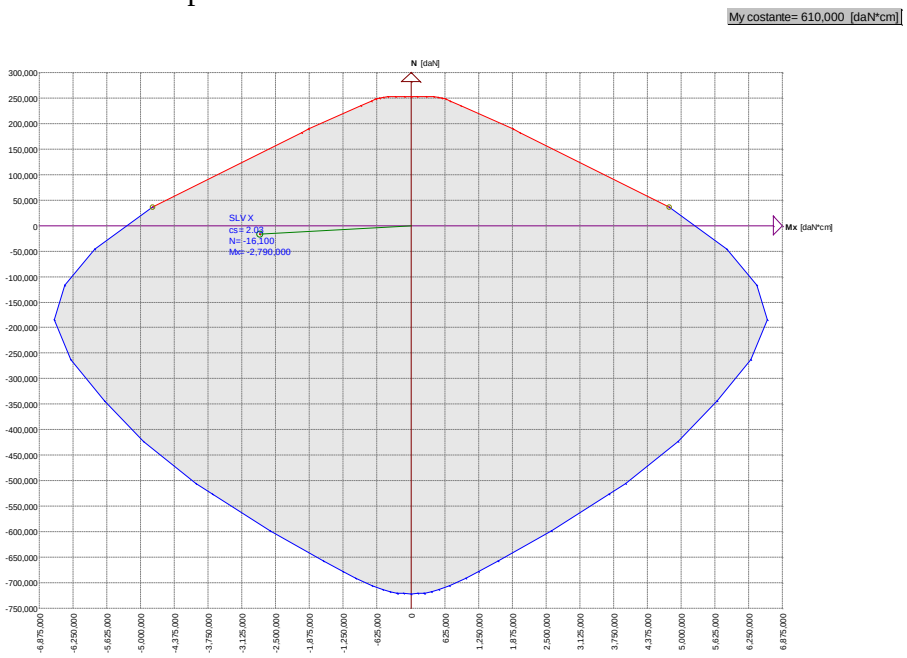
Lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.
Pertanto si ricercano le terne Mx, My, N di verifica utilizzando le diverse combinazioni di calcolo e gli schemi di sovraccarico che massimizzano le sollecitazioni, applicando l'azione di vento in direzione trasversale (dir "y") o longitudinale (dir "x") rispetto all'edificio.

Campo di rottura della sezione ad My costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione sismica SLV X-ECCX+.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 279 kNm
M_y = 61 kNm

N = -161 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.03. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU-5 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.11.



La coppia (Mx, N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Campo di rottura della sezione ad Mx costante e sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione SLU-6, con l'azione di vento agente in direzione trasversale rispetto all'edificio.

Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:

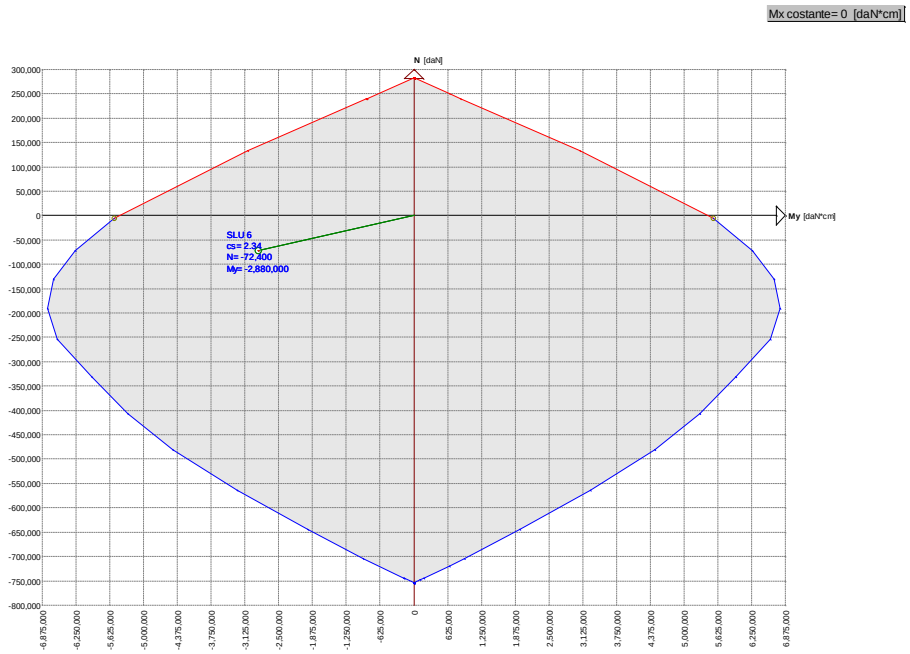
M_x = 288 kNm

M_y = 0 kNm

N = -724 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.34. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLV Y-ECCX+ si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.77.



La coppia (My, N) è interna al campo di rottura, pertanto la sezione è verificata.

Verifica a taglio

Le verifiche a taglio verranno condotte per la sollecitazione agente nella direzione trasversale dell'edificio, in quanto preponderante rispetto alle azioni in direzione longitudinale che danno effetti non dimensionanti ai fini della resistenza a taglio.

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-5, risulta pari a V_{sd} = 123 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -683 kN.

Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.2 \cdot \frac{544 + 544}{3.5} = 373kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -161 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ10/10 a 4 bracci in direzione x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	2262 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	161 kN	σcp	0.644 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.667				
vmin	0.426				
ρl	0.010	<	0.02		

VRd = 165 kN
VRd min = 118 kN

Se VEd > 165 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	4				
ϕstaffa	10 mm				
Asw	314 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	360 mm =
ρw	0.0063	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**405 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 1159 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **28.12** °
cot(TETA) **1.87** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 932 kN (VRsd max 932 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 498 kN (VRsd max 1121 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 1245 kN (VRsd max 773 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRsd = 932 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.036
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 1.8713414 VRcd = 790 kN

VRd = 790 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 0.38 m

$V_{Ed} < V_{Rd}$

La sezione è pertanto verificata.

Di seguito si riportano le verifiche effettuate con il programma SAP2000 per le singole colonne (inviluppi SLU e SLV), tenendo in considerazione anche la verifica di instabilità a presso-flessione dei pilastri.

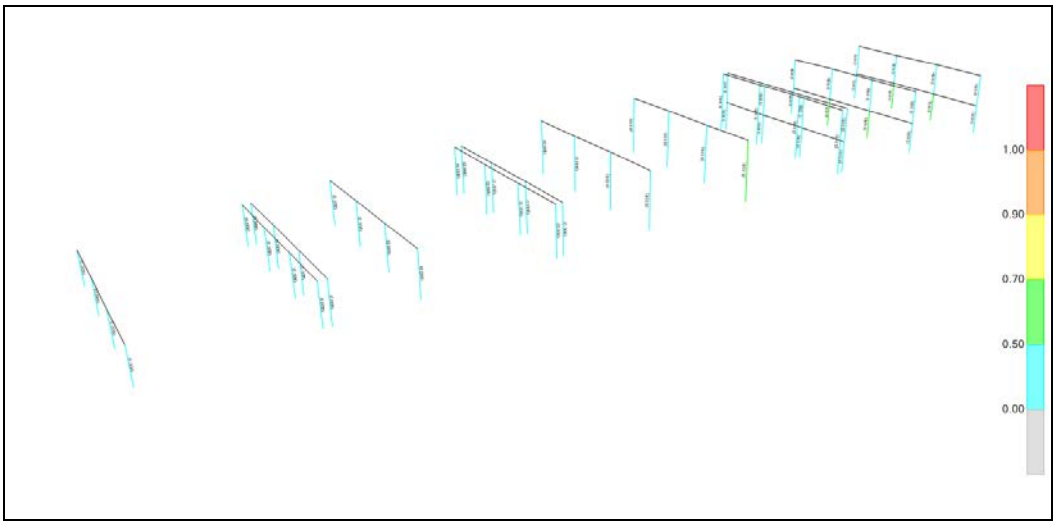


FIGURA 10.27 - VERIFICA DEI PILASTRI PER LE CONDIZIONI AGLI SLU

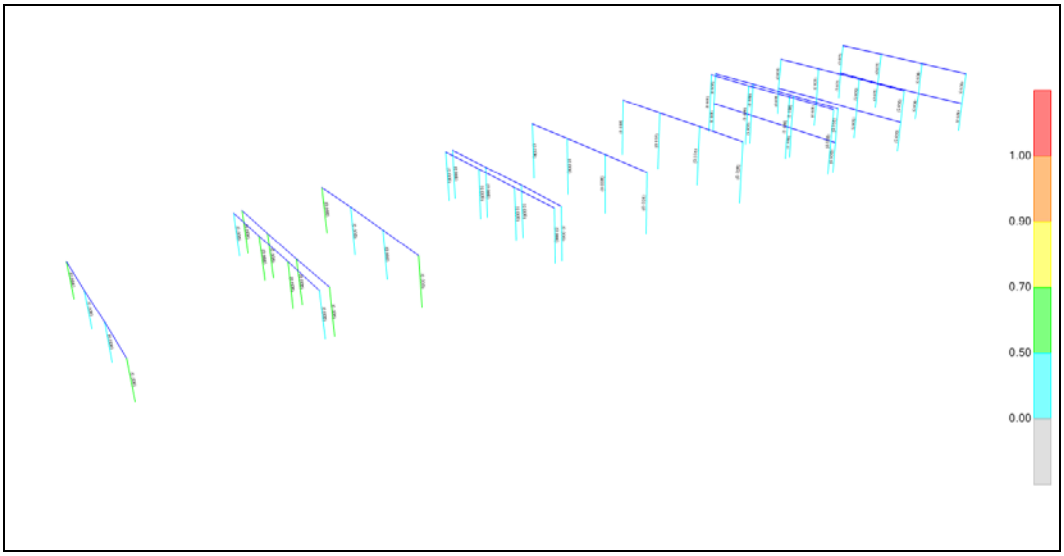


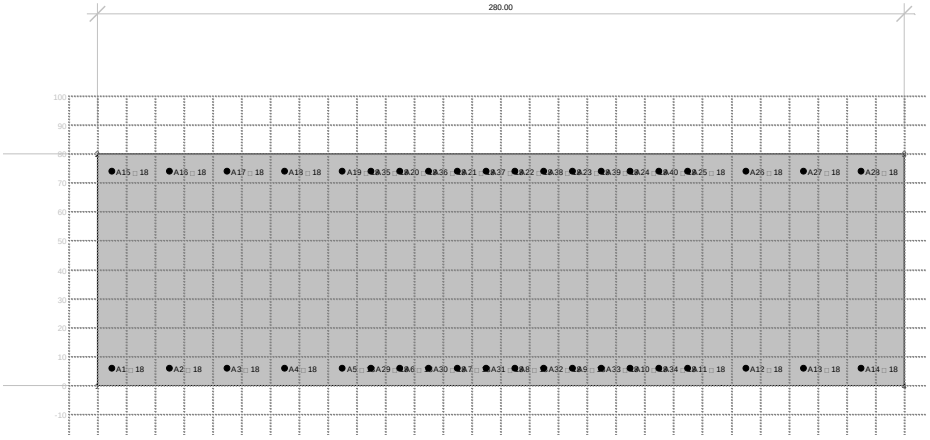
FIGURA 10.28 - VERIFICA DEI PILASTRI PER LE CONDIZIONI AGLI SLV

Il coefficiente di sicurezza peggiore per le colonne risulta pari a 0.62 ottenuto in condizioni sismiche allo SLV.

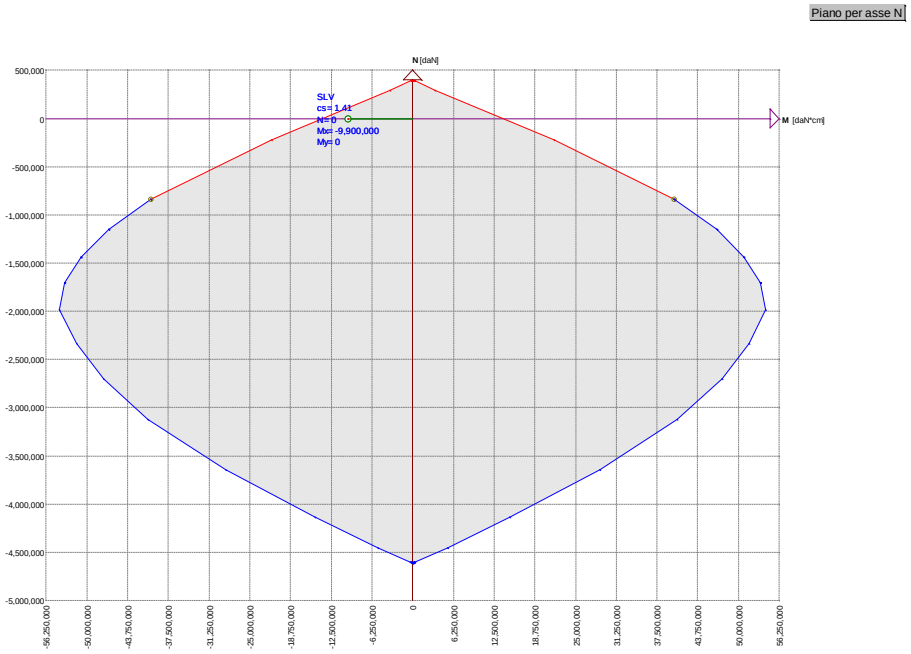
10.3.4. Plinto di fondazione

10.3.4.1 Verifiche strutturali (STR)

I plinti hanno dimensione 2.8 m x 2.8 m ed altezza 0.8 m.
La suola di fondazione del plinto presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione
La sezione presenta ϕ18/10 come armatura resistente inferiore e superiore nella parte centrale e ϕ18/20 come armatura resistente inferiore e superiore nella parte laterale. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = 990 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.41. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV, è:

V_{sd} = 290 kN

Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 280 cm, h = 80 cm, non armata a taglio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	2800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4572 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
νmin	0.370				
ρl	0.002	<	0.02		

VRd = 730 kN
VRd min = 776 kN

Se VEd > 776 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

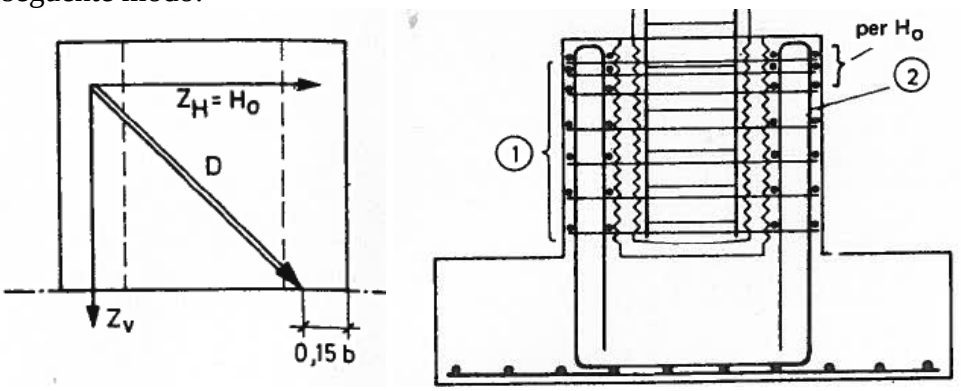
La sezione risulta verificata.

Verifica del bicchiere

Le sollecitazioni di calcolo risultano:

N_{sd} = 240 kN
$M_{sd,x}$ = 255 kNm
$V_{sd,y}$ = 76 kN

Secondo lo schema in figura le azioni che si sviluppano internamente si ricavano nel seguente modo:



$H_0 = Z_h = 3/2*M/t+5/4*H = 3/2*255/0.8+5/4*76 = 573$ kN
$D = Z_h / \cos\alpha = 573 / \cos 49 = 873$ kN
$Z_v = D * \cos\beta = 873 * \cos 41 = 660$ kN

Il collare è armato con 3+3 ϕ16 orizzontali. La verifica risulta:
$Z_h / 2 = 286$ kN < 469 kN

Il bicchiere è armato con 9+9 ϕ18 verticali. La verifica risulta:
$Z_v = 873$ kN < 1787 kN

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.3.4.2 Verifica capacità portante

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU) risulta:
$p = 1.60$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita (SLV) risulta:
$p = 1.40$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione

Angolo d'inclinazione del piano di campagna	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.07	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	4.1	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	0.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0,5*g*(B-2e_l)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$Ng = 1,5*(Nq-1)*\tan f$ = 56.1742 $Nq = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = 48.9332 $Nc = (Nq-1)*\cot f$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
2.80	2.80	1.80	1.87	0.467	0.467	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1484	1.257	0.7959	0.911	0.911	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	324.3980087

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 14.0$ kg/cm^2 > p =<u>1.6 kg/cm^2.</u>

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLV).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione

Angolo d'inclinazione del piano di campagna	b	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	a	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.31	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	d	17.6	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	f	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	g	0.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	g_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0,5*g*(B-2e_l)*N_g*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+g_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$Ng = 1,5*(Nq-1)*\tan f$ = 56.1742 $Nq = e^{p*\tan f}*\tan^2(45+f/2)$ = 48.9332 $Nc = (Nq-1)*\cot f$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_g	s_q	s_c	dg	dq	dc	ig	iq	ic	bg	bq	bc	gg	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
2.80	2.80	1.80	1.87	0.467	0.467	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1484	1.257	0.2882	0.6471	0.6471	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	210.1991053

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 9.1$ kg/cm^2 > p =1.4 kg/cm^2.

10.3.4.3 Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a ($N * tg\phi' / \gamma_R$), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale $V_{max} = 76$ kN.
$N_{ecc} = 545$ kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 545 * tg(2/3*38°) / 1.1 = 234$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU vale $V_{max} = 50$ kN.
$N_{slu} = 1100$ kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1100 * tg(2/3*38°) / 1.1 = 473$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

10.3.4.4 Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

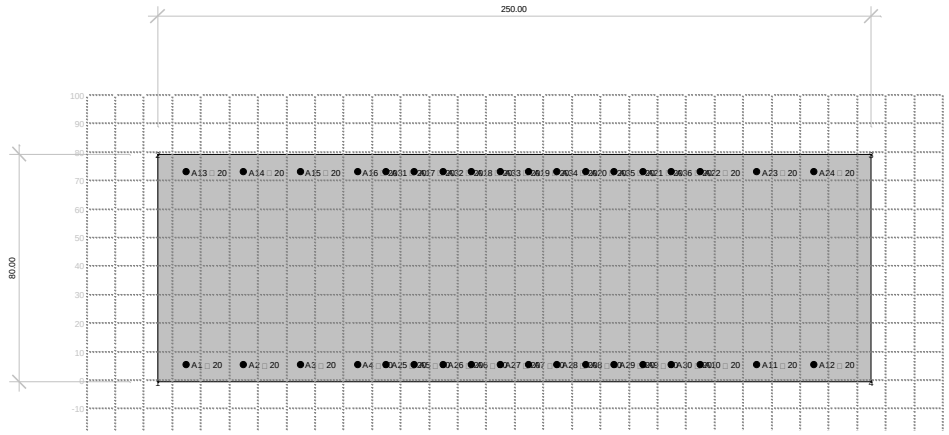
$F_s = 0.9*(545) = 490$ kN b = 1.4 m
$F_{r,1} = 255$ kNm
$F_{r,2} = 76$ kN b = 0.8 m

$M_s = 686$ kNm > $M_r = 316$ kNm

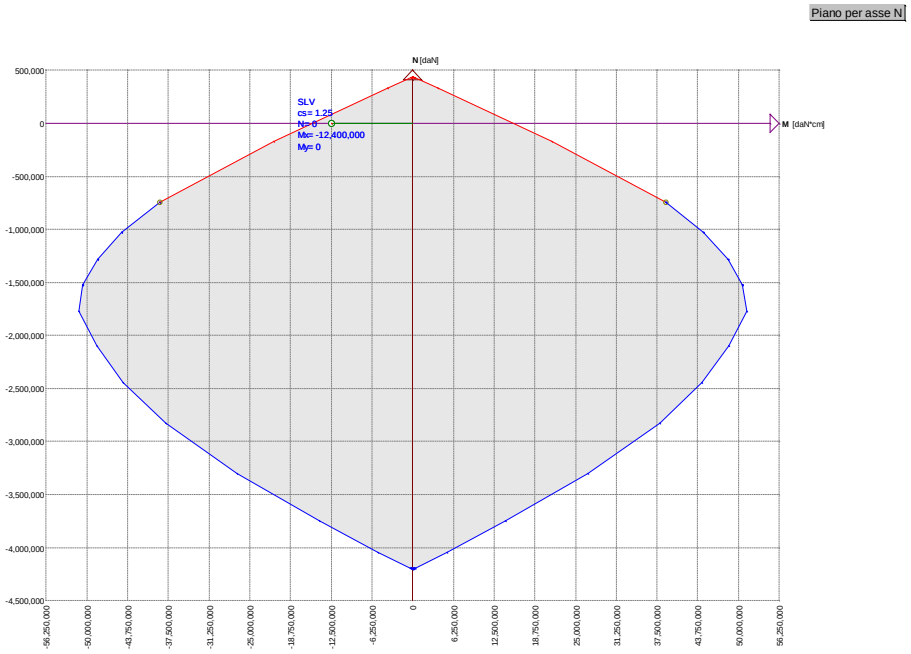
La verifica è soddisfatta.

10.3.5. Trave di fondazione

La trave di fondazione ha dimensione 2.5 m x 21 m ed altezza 0.8 m.
La suola di fondazione della trave presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione
La sezione presenta ϕ20/10 come armatura resistente inferiore e superiore nella parte centrale e ϕ20/20 come armatura resistente inferiore e superiore nella parte laterale. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLV X, sono pari a:

M_x = 1240 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.25. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLV, è:

V_{sd} = 300 kN

Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 250 cm, h = 80 cm, non armata a taglio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	2500 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	4082 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.516				
νmin	0.370				
ρl	0.002	<	0.02		

VRd = 652 kN
VRd min = 693 kN

Se VEd > 693 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

La sezione risulta verificata.

10.3.5.1 Verifica capacità portante

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU) risulta:
p = 1.80 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita (SLV) risulta:
p = 1.90 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof

Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(f)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m²	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(g_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**2.50**
Lunghezza fondazione	L	m	**21.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.10**
Approfondimento	D	m	**1.80**
Inclinazione carico	i	°	**4.10**
Larghezza ridotta	B'	m	**2.30**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(p * tg f)} * tg^2 (45°+f/2)$
Ng		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 f)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (f)

Fattori di forma			
s_c		1.1001	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_g$		1.0500	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.2952	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$		1.1476	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.9110	$(1 - i°/90)^2$
i_g		0.7959	$(1 - i°/f)^2$

Calcolo del carico limite			
		183.7119	$g_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		134.2670	$0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m²	317.9789	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 13.8$ kg/cm^2 > p =1.9 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLV).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(f)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(g_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**2.50**
Lunghezza fondazione	L	m	**21.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**1.06**
Approfondimento	D	m	**1.80**
Inclinazione carico	i	°	**17.60**
Larghezza ridotta	B'	m	**0.38**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(p * tg f)} * tg^2 (45°+f/2)$
Ng		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 f)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (f)

Fattori di forma			
s_c		1.1001	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_g$		1.0500	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.2952	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_g$		1.1476	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	0.6471	$(1 - i°/90)^2$
i_g	0.2882	$(1 - i°/f)^2$

Calcolo del carico limite		
	130.5053	$g_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
	8.0332	$0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g$
	0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$

q_d		t/m^2	138.5385	**TOTALE**

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 6.0$ kg/cm^2 > p =1.8 kg/cm^2.

10.3.5.2 Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale V_{max} = 76 kN.
N_{ecc} = 545 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 545 * tg(2/3*38°) / 1.1 = 234 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

10.3.5.3 Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

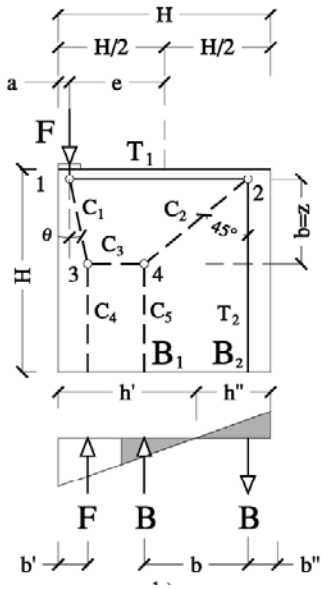
F_s = 0.9*(100) = 90 kN/m b = 1.25 m
F_s = 0.9*(38) = 34 kN/m b = 0.35 m
$F_{r,1}$ = 255 kNm / 6.3 = 40.5 kNm/m
$F_{r,2}$ = 76 kN / 6.3 = 12 kN/m b = 0.8 m

M_s = 124 kNm/m > M_r = 52 kNm/m

La verifica è soddisfatta.

10.3.6. Verifica dado di fondazione blocco B

Il dado di fondazione dei pilastri del blocco B presentano una larghezza di 1.5 m, una lunghezza di 1.5 m ed un'altezza di 1.3 m.
La verifica delle armature è stata condotta con il metodo tirante-puntone per carichi eccentrici rappresentato in figura. A favore della sicurezza è stato valutato solo il dado con carico eccentrico.



Le sollecitazioni di calcolo agli stati limite ultimi agenti sul plinto risultano:

N_{sd} = 753 kN
M_{sd} = 54 kNm
da cui:
N_{eq} = 1762 kN

I dati per il calcolo della sollecitazione di trazione sono:
a = 0.1 m
h' = 1.22 m
h" = 0.28 m
e = 0.4 m

b' = 0.37 m
b" = 0.09 m
b = 0.36 m
da cui θ = 3.1°

$C_1 = N_{eq} / \cos\theta = 1764$ kN
$T_1 = C_1 * \text{sen}\theta = 95$ kN

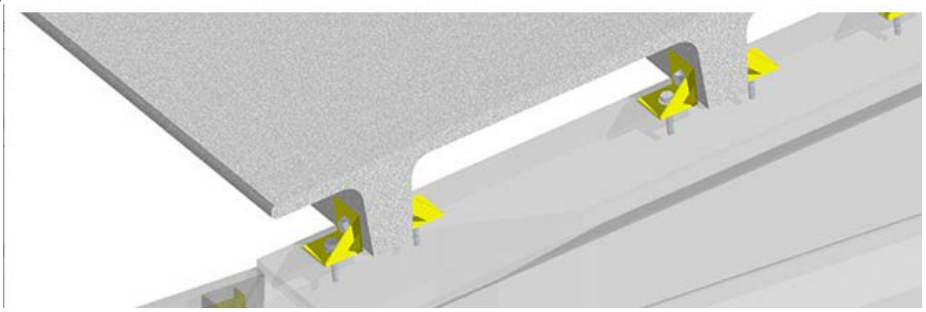
L'armatura prevista consiste in 5ϕ16 come armatura come armatura di fenditura.
$F_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1000 * 391 = 391$ kN > T_1

10.3.7. Collegamenti antisismici tra gli elementi prefabbricati

La Normativa impone che gli elementi prefabbricati siano tra loro collegati mediante dispositivi meccanici in acciaio che riescano a trasferire le sollecitazioni sismiche.
Questi collegamenti devono essere effettuati tra tegolo di copertura e trave, tra trave e pilastro, alla base del pilastro e per i pannelli di tamponamento.

10.3.7.1 Collegamenti tegolo-trave

Si dovranno prevedere dei collegamenti metallici con profili angolari connessi direttamente alle nervature del tegolo e collegati alla sella della trave come mostrato in figura.



Tali collegamenti dovranno essere calcolati per resistere alla seguente sollecitazione di calcolo:

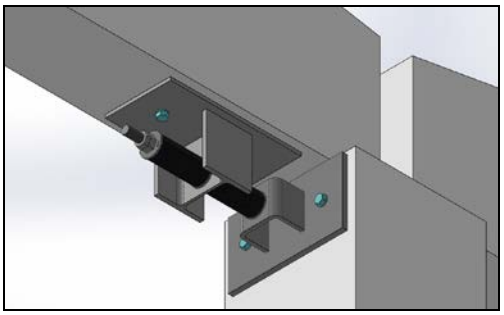
$V_{2,d} = V_{2,max} * q * n° / L = 68\ kN * 3 * 4 / 20 = 41\ kN/m$

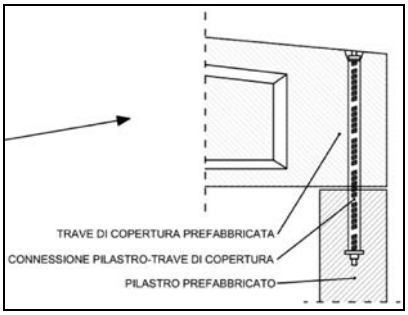
in cui:

$V_{2,max}$ è la massima sollecitazione ottenuta in combinazione sismica;
q è il fattore di struttura considerato pari a 3;
n° è il numero di pilastri di un telaio pari a 4;
L è la lunghezza trasversale dell'edificio pari a 20 m.

10.3.7.2 Collegamenti trave.pilastro

Si dovranno prevedere dei collegamenti metallici con profili connessi direttamente sia alla trave che al pilastro come mostrato in figura.





Tali collegamenti dovranno essere calcolati per resistere alla seguente sollecitazione di calcolo:

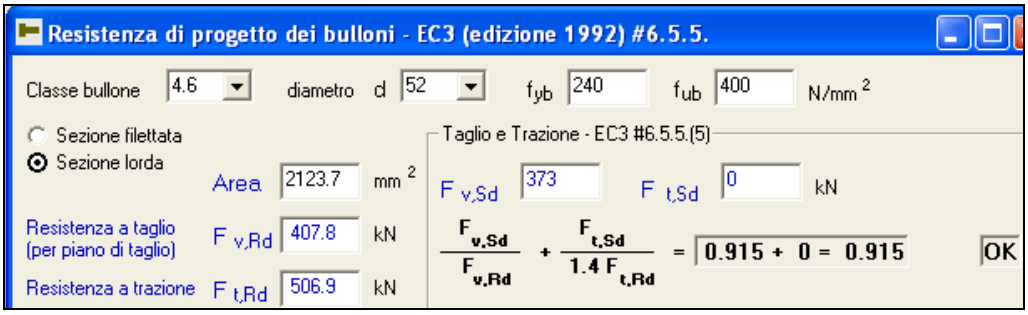
$$V_{Rd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.2 \cdot \frac{544 + 544}{3.5} = 373kN$$

in cui:

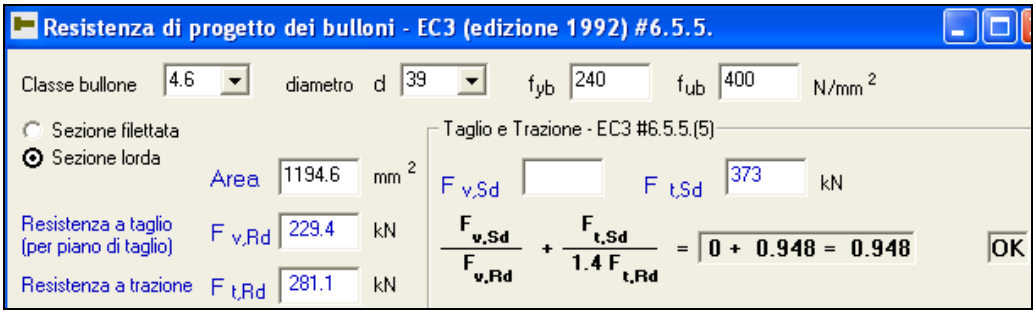
$M_{c,Rd}$ è il momento resistente della colonna nella zona critica;

γ_{Rd} è il fattore moltiplicativo per classi di duttilità bassa "CDB";
l_p è l'altezza del pilastro (si è considerato il pilastro minore).

Per elementi soggetti a sforzo di taglio il diametro minimo dei connettori risulta pari a 52 mm come mostrato nella seguente verifica.



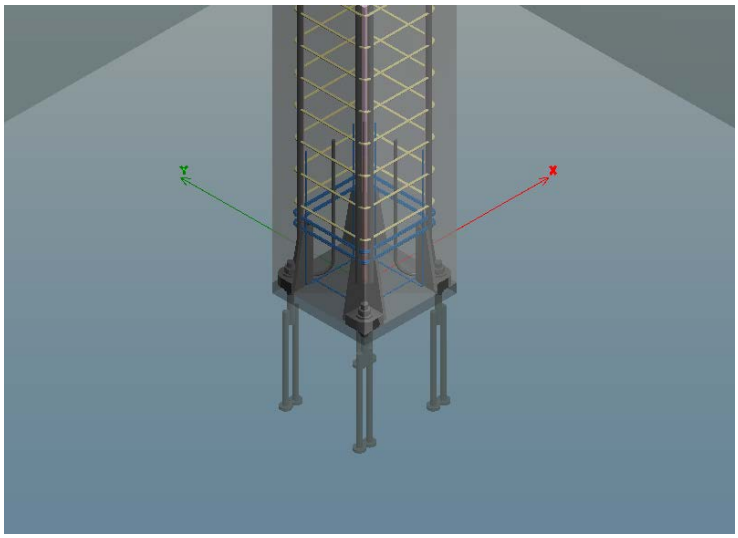
Per elementi soggetti a sforzo assiale (taglio trazione) il diametro minimo dei connettori risulta pari a 39 mm come mostrato nella seguente verifica.



10.3.7.3 Collegamenti pilastro-fondazione

Nell'area sopra il cassone e sull'impalcato strutturale in c.a. a giorno, in corrispondenza dei blocchi B, C e D sono previsti dei dispositivi meccanici di collegamento che tengano in considerazione di un fattore di sovra resistenza per il principio di gerarchia delle resistenze.

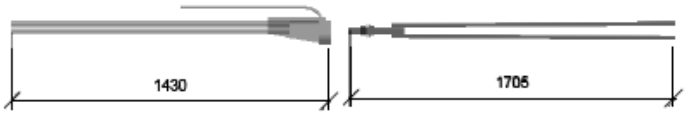
Il sistema meccanico è del tipo a tirafondi annegati nel calcestruzzo per la parte in fondazione e scarpe di alloggio dei connettori per la parte all'interno del pilastro, come mostrato in figura.



Di seguito si riportano le verifiche per le sollecitazioni più gravose delle connessioni nei blocchi interessati.

Collegamento blocco B

Verifica collegamento centrale



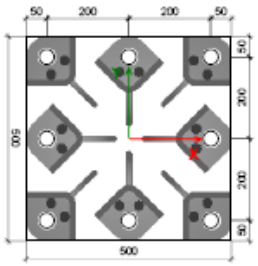
PPM30P 8

Valore di coppia minimo consentito per i dadi : T_{min} = 250 Nm
Valore di coppia massimo consentito per i dadi : T_{max} = 700 Nm
Dima d'installazione dei Tirafondi: PPL30-8 (200+200)x(200+200)

Materiali e Geometria

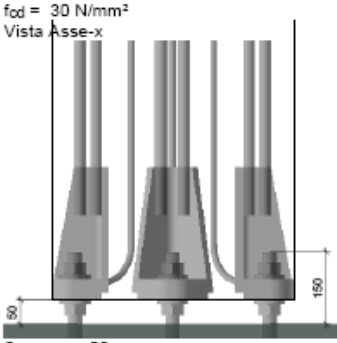
Colonna: 500x500 mm

Vista in Piano



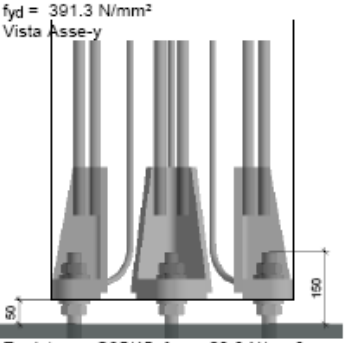
Inghisaggio:

Calcestruzzo: C45/55
f_{cd} = 30 N/mm²
Vista Asse-x



Spessore: 50 mm

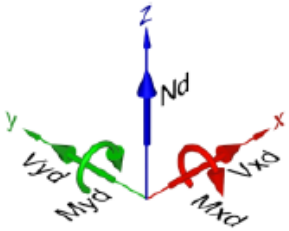
Armatura: B450C
f_{yd} = 391.3 N/mm²
Vista Asse-y



Resistenza C35/45 f_{cd} = 23.3 N/mm²

Condizioni di Carico

(Carichi di progetto)



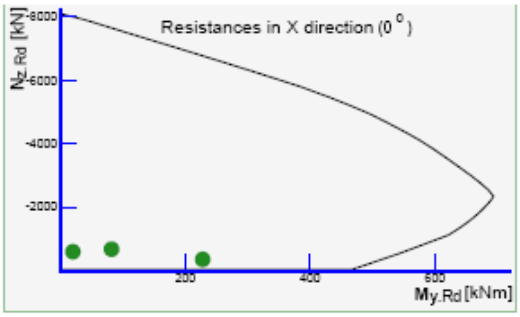
Fase Finale

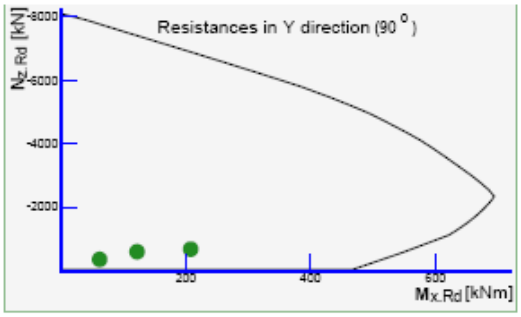
#	Nome	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1	SLV_Y_222	-675.0	208.0	82.0	54.0	135.0
2	SLV_X_224	-351.0	62.0	228.0	150.0	39.0
3	SLU	-594.0	122.0	20.0	74.0	0.0

Fase di montaggio

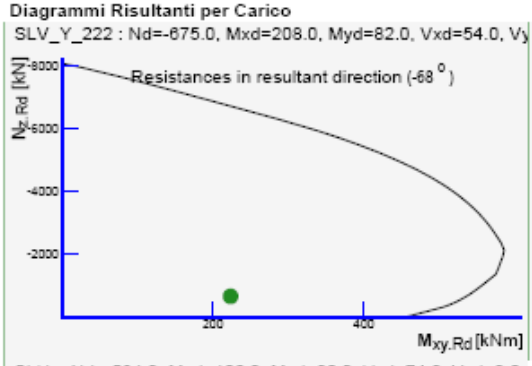
Nessuna condizione di carico definita per questa fase

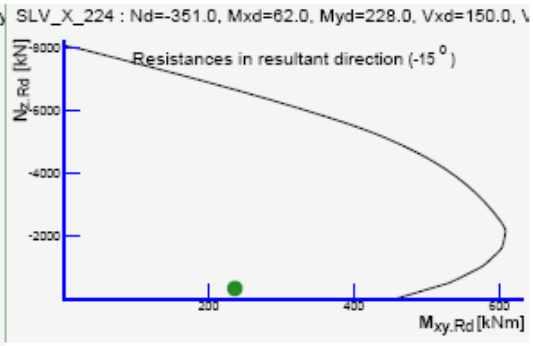
Fire Situation Loads

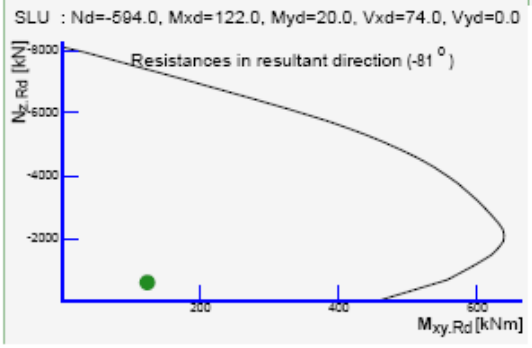




Diagrammi Risultanti per Carico







Verifiche di resistenza dei Tirafondi

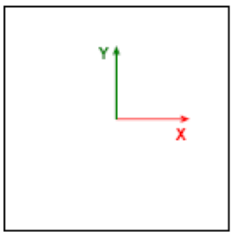
Tirafondi Fase Finale

Condizione di Carico #1 : SLV_Y_222 : Nd=-675.0, Mxd=208.0, Myd=82.0, Vxd=54.0, Vyd=135.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-675	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	135	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	145,4	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	10,4	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	106.6	258.5	41.2	1.73	89.0	1.9	31.4
2	79.9	258.5	30.9	1.73	89.0	1.9	24.0
3	53.2	258.5	20.6	1.73	89.0	1.9	16.7
4	-15.5	258.5	6.0	1.73	89.0	1.9	n/r
5	-84.1	258.5	32.6	1.73	89.0	1.9	n/r
6	-57.5	258.5	22.2	0.0	89.0	0.0	n/r
7	-30.8	258.5	11.9	0.0	89.0	0.0	n/r
8	37.9	258.5	14.7	1.73	89.0	1.9	12.4

Ancoraggio tramite piombatura Adequate splice length.

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm²]	Area effettiva delle staffe [mm²]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_5 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	106.6	123	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
2	79.9	92	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
3	53.2	61	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
4	-15.5	18	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
5	-84.1	97	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	-57.5	66	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
7	-30.8	35	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
8	37.9	44	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%

Nota 1: The reinforcement of base structure should correspond to the bolts' bonding strength.

Nota 2: Where factor [α_3 < 1], the actual area of selected transverse reinforcement directly affects required lap length of anchor bolt.

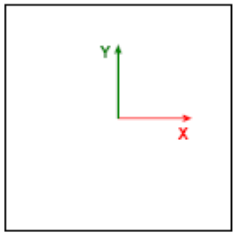
Note3: The final arrangement of designed transverse reinforcement should be checked with respect to constrictive provisions of paragraph 8.7.4 of EN 1992-1-1.

Condizione di Carico #2 : SLV_X_224 : Nd=-351.0, Mxd=62.0, Myd=228.0, Vxd=150.0, Vyd=39.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-351	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	70,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	154,99	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	84,79	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	151.9	258.5	58.8	14.1	89.0	15.9	57.9
2	59.1	258.5	22.9	14.1	89.0	15.9	32.2
3	-33.7	258.5	13.1	14.1	89.0	15.9	n/r
4	-57.1	258.5	22.1	14.1	89.0	15.9	n/r
5	-80.4	258.5	31.1	14.1	89.0	15.9	n/r
6	12.4	258.5	4.8	14.1	89.0	15.9	19.3
7	105.3	258.5	40.7	0.0	89.0	0.0	n/r
8	128.6	258.5	49.7	0.0	89.0	0.0	n/r

Ancoraggio tramite piombatura **Adequate splice length.**

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm^2]	Area effettiva delle staffe [mm^2]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_6 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	151.9	175	502,7	0,97	1,5	467	1485	31,5%
2	59.1	68	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
3	-33.7	39	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
4	-57.1	66	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
5	-80.4	92	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	12.4	14	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
7	105.3	121	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
8	128.6	148	502,7	0,96	1,5	395	1485	26,6%

Nota 1: The reinforcement of base structure should correspond to the bolts' bonding strength.

Nota 2: Where factor [α_3 < 1], the actual area of selected transverse reinforcement directly affects required lap length of anchor bolt.

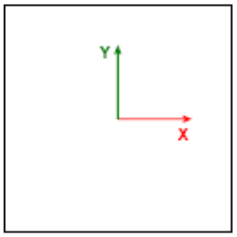
Note3: The final arrangement of designed transverse reinforcement should be checked with respect to constrictive provisions of paragraph 8.7.4 of EN 1992-1-1.

Condizione di Carico #3 : SLU : Nd=-594.0, Mxd=122.0, Myd=20.0, Vxd=74.0, Vyd=0.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-594	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	118,8	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	74	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	31.5	258.5	12.2	0.0	89.0	0.0	n/r
2	26.2	258.5	10.2	0.0	89.0	0.0	n/r
3	21.0	258.5	8.1	0.0	89.0	0.0	n/r
4	-9.43	258.5	3.6	0.0	89.0	0.0	n/r
5	-39.8	258.5	15.4	0.0	89.0	0.0	n/r
6	-34.6	258.5	13.4	0.0	89.0	0.0	n/r
7	-29.3	258.5	11.3	0.0	89.0	0.0	n/r
8	1.09	258.5	0.4	0.0	89.0	0.0	n/r

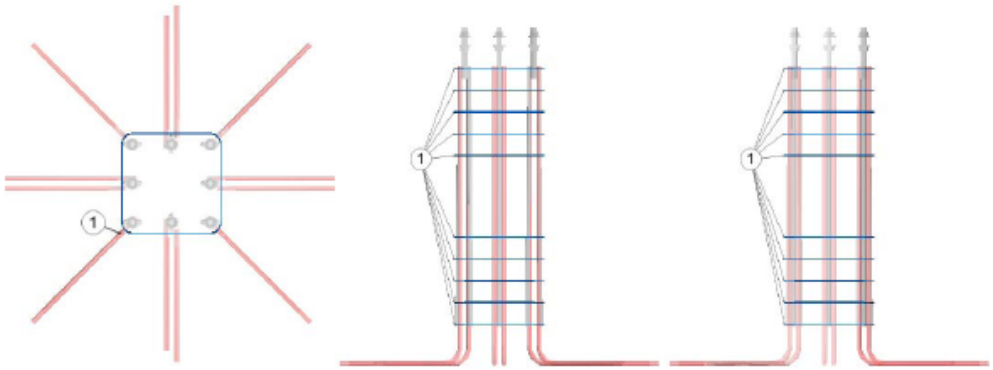
Ancoraggio tramite piombatura Adequate splice length.

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm^2]	Area effettiva delle staffe [mm^2]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_6 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	31.5	36	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
2	26.2	30	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
3	21.0	24	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
4	-9.43	11	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
5	-39.8	46	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	-34.6	40	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
7	-29.3	34	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
8	1.09	1	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%

Transverse reinforcement in the lap zone

Armatura: B500B

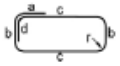
Vista in Piano Vista Asse-x Vista Asse-y



Pos	Tipo di Piegatura	ø [mm]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	r [mm]	L [mm]	pcs	[kg]/pcs	[kg]
1	C	8	96	516	516	96	50	2,091	10	0.83	8.26

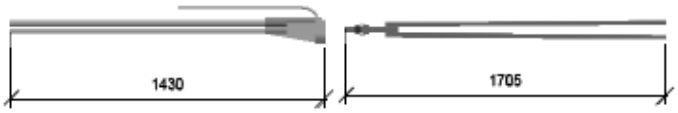
Peso totale :8.26

Piegatura Tipo C



Verifica collegamento di bordo

PPM30P 8



Valore di coppia minimo consentito per i dadi : T_{min} = 250 Nm
Valore di coppia massimo consentito per i dadi : T_{max} = 700 Nm
Dima d'installazione dei Tirafondi: PPL30-8 (200+200)x(200+200)

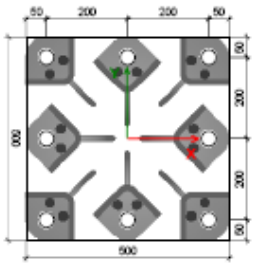
Materiali e Geometria

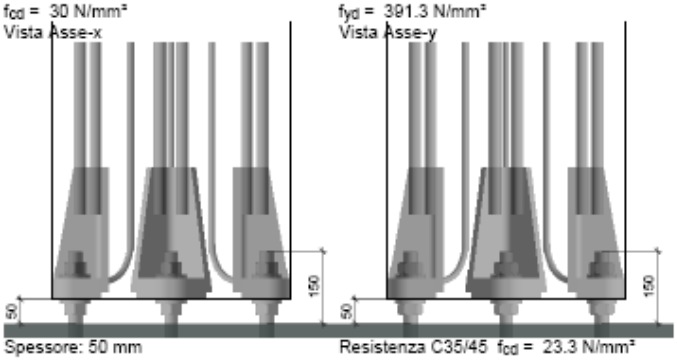
Colonna: 500x500 mm

Calcestruzzo: C45/55
f_{cd} = 30 N/mm²
Vista Asse-x

Armatura: B450C
f_{yd} = 391.3 N/mm²
Vista Asse-y

Vista in Piano





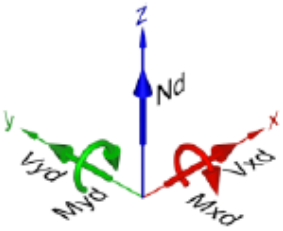
Inghisaggio:

Spessore: 50 mm

Resistenza C35/45 f_{cd} = 23.3 N/mm²

Condizioni di Carico

(Carichi di progetto)



Fase Finale

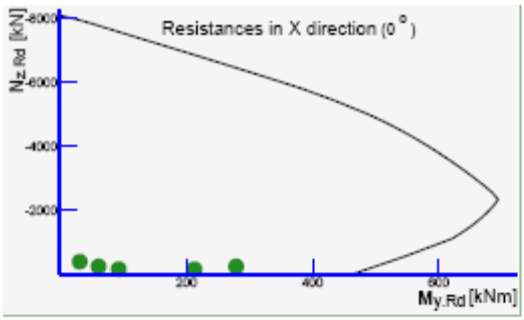
#	Nome	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1	SLV_Y_257	-246.0	61.0	279.0	60.0	120.0
2	SLV_X_218	-161.0	213.0	93.0	205.0	45.0
3	SLV_Y_257 r	-246.0	279.0	61.0	120.0	60.0
4	SLV_X_218 r	-161.0	93.0	213.0	45.0	205.0
5	SLU	-397.0	101.0	31.0	8.0	53.0

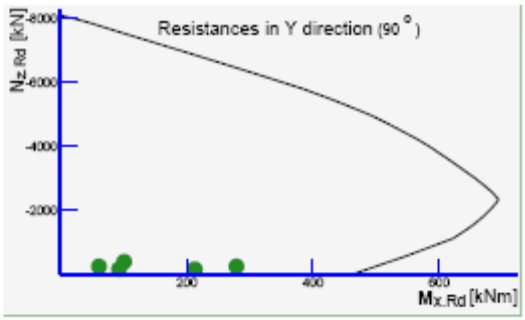
Fase di montaggio

Nessuna condizione di carico definita per questa fase

Fire Situation Loads

Nessuna condizione di carico definita per questa fase



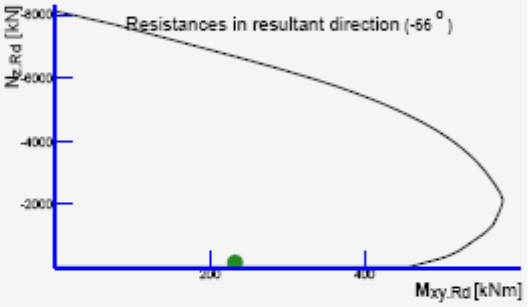


Diagrammi Risultanti per Carico

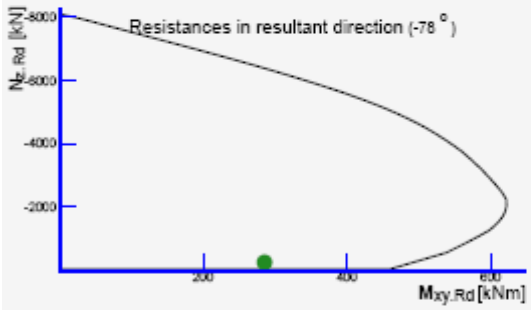
SLV_Y_257 : Nd=-246.0, Mxd=61.0, Myd=279.0, Vxd=60.0, Vy



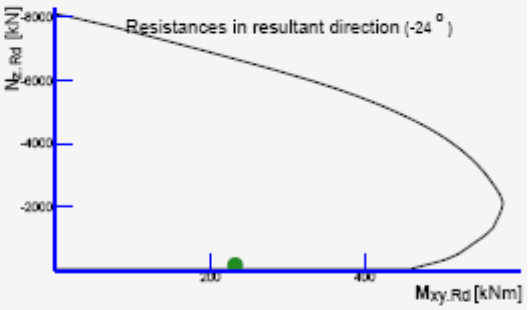
SLV_X_218 : Nd=-161.0, Mxd=213.0, Myd=93.0, Vxd=205.0, V



SLV_Y_257 r : Nd=-246.0, Mxd=279.0, Myd=61.0, Vxd=120.0,



SLV_X_218 r : Nd=-161.0, Mxd=93.0, Myd=213.0, Vxd=45.0, V



SLU : Nd=-397.0, Mxd=101.0, Myd=31.0, Vxd=8.0, Vyd=53.0



Verifiche di resistenza dei Tirafondi

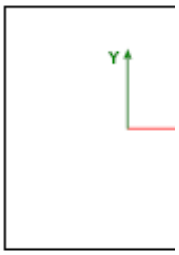
Tirafondi Fase Finale

Condizione di Carico #1 : SLV_Y_257 : Nd=-246.0, Mxd=61.0, Myd=279.0, Vxd=60.0, Vyd=120.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-246	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	49,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	134,16	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	84,96	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	204.1	258.5	78.9	14.2	89.0	15.9	72.3
2	80.6	258.5	31.2	14.2	89.0	15.9	38.2
3	-42.8	258.5	16.6	14.2	89.0	15.9	n/r
4	-67.8	258.5	26.2	14.2	89.0	15.9	n/r
5	-92.8	258.5	35.9	14.2	89.0	15.9	n/r
6	30.7	258.5	11.9	0.0	89.0	0.0	n/r
7	154.1	258.5	59.6	0.0	89.0	0.0	n/r
8	179.1	258.5	69.3	14.2	89.0	15.9	65.4

Ancoraggio tramite piombatura Adequate splice length.

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm²]	Area effettiva delle staffe [mm²]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_5 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	204.1	235	502,7	0,97	1,5	632	1485	42,5%
2	80.6	93	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
3	-42.8	49	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
4	-67.8	78	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
5	-92.8	107	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	30.7	35	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
7	154.1	177	502,7	0,97	1,5	474	1485	31,9%
8	179.1	206	502,7	0,97	1,5	553	1485	37,2%

Nota 1: The reinforcement of base structure should correspond to the bolts' bonding strength.

Nota 2: Where factor [$\alpha_3 < 1$], the actual area of selected transverse reinforcement directly affects required lap length of anchor bolt.

Note3: The final arrangement of designed transverse reinforcement should be checked with respect to constrictive provisions of paragraph 8.7.4 of EN 1992-1-1.

Condizione di Carico #2 : SLV_X_218 : Nd=-161.0, Mxd=213.0, Myd=93.0, Vxd=205.0, Vyd=45.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-161	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	32,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	209,88	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	177,68	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	179.9	258.5	69.6	29.6	89.0	33.3	83.0
2	142.8	258.5	55.2	29.6	89.0	33.3	72.7
3	105.8	258.5	40.9	29.6	89.0	33.3	62.5
4	10.2	258.5	3.9	29.6	89.0	33.3	36.1
5	-85.4	258.5	33.0	29.6	89.0	33.3	n/r
6	-48.3	258.5	18.7	29.6	89.0	33.3	n/r
7	-11.3	258.5	4.4	0.0	89.0	0.0	n/r
8	84.3	258.5	32.6	0.0	89.0	0.0	n/r

Ancoraggio tramite piombatura Adequate splice length.

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm^2]	Area effettiva delle staffe [mm^2]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_5 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	179.9	207	502,7	0,97	1,5	555	1485	37,4%
2	142.8	164	502,7	0,97	1,5	439	1485	29,6%
3	105.8	122	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
4	10.2	12	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
5	-85.4	98	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	-48.3	56	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
7	-11.3	13	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
8	84.3	97	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%

Nota 1: The reinforcement of base structure should correspond to the bolts' bonding strength.

Nota 2: Where factor [α_3 < 1], the actual area of selected transverse reinforcement directly affects required lap length of anchor bolt.

Note3: The final arrangement of designed transverse reinforcement should be checked with respect to constrictive provisions of paragraph 8.7.4 of EN 1992-1-1.

Condizione di Carico #3 : SLV_Y_257 r : Nd=-246.0, Mxd=279.0, Myd=61.0, Vxd=120.0, Vyd=60.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-246	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	49,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	134,16	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	84,96	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	203.9	258.5	78.9	14.2	89.0	15.9	72.2
2	179.7	258.5	69.5	14.2	89.0	15.9	65.6
3	155.5	258.5	60.2	14.2	89.0	15.9	58.9
4	31.5	258.5	12.2	14.2	89.0	15.9	24.6
5	-92.5	258.5	35.8	14.2	89.0	15.9	n/r
6	-68.3	258.5	26.4	14.2	89.0	15.9	n/r
7	-44.1	258.5	17.1	0.0	89.0	0.0	n/r
8	79.9	258.5	30.9	0.0	89.0	0.0	n/r

Ancoraggio tramite piombatura Adequate splice length.

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm²]	Area effettiva delle staffe [mm²]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_5 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	203.9	234	502,7	0,97	1,5	631	1485	42,5%
2	179.7	207	502,7	0,97	1,5	555	1485	37,4%
3	155.5	179	502,7	0,97	1,5	479	1485	32,2%
4	31.5	36	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
5	-92.5	106	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	-68.3	79	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
7	-44.1	51	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
8	79.9	92	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%

Nota 1: The reinforcement of base structure should correspond to the bolts' bonding strength.

Nota 2: Where factor [α_3 < 1], the actual area of selected transverse reinforcement directly affects required lap length of anchor bolt.

Note3: The final arrangement of designed transverse reinforcement should be checked with respect to constrictive provisions of paragraph 8.7.4 of EN 1992-1-1.

Condizione di Carico #4 : SLV_X_218 r : Nd=-161.0, Mxd=93.0, Myd=213.0, Vxd=45.0, Vyd=205.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-161	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	32,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	209,88	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	177,68	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	180.0	258.5	69.6	29.6	89.0	33.3	83.0
2	84.7	258.5	32.8	29.6	89.0	33.3	56.7
3	-10.5	258.5	4.1	29.6	89.0	33.3	n/r
4	-48.0	258.5	18.6	29.6	89.0	33.3	n/r
5	-85.5	258.5	33.1	29.6	89.0	33.3	n/r
6	9.75	258.5	3.8	0.0	89.0	0.0	n/r
7	105.0	258.5	40.6	0.0	89.0	0.0	n/r
8	142.5	258.5	55.1	29.6	89.0	33.3	72.6

Ancoraggio tramite piombatura Adequate splice length.

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm²]	Area effettiva delle staffe [mm²]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_5 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrapposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrapposizione utilizzata [%]
1	180.0	207	502,7	0,97	1,5	556	1485	37,4%
2	84.7	97	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
3	-10.5	12	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
4	-48.0	55	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
5	-85.5	98	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	9.75	11	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
7	105.0	121	502,7	0,96	1,5	375	1485	25,3%
8	142.5	164	502,7	0,97	1,5	438	1485	29,5%

Nota 1: The reinforcement of base structure should correspond to the bolts' bonding strength.

Nota 2: Where factor [α_3 < 1], the actual area of selected transverse reinforcement directly affects required lap length of anchor bolt.

Note3: The final arrangement of designed transverse reinforcement should be checked with respect to constrictive provisions of paragraph 8.7.4 of EN 1992-1-1.

Condizione di Carico #5 : SLU : Nd=-397.0, Mxd=101.0, Myd=31.0, Vxd=8.0, Vyd=53.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Adequate splice length.**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-397	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	79,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	53,6	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



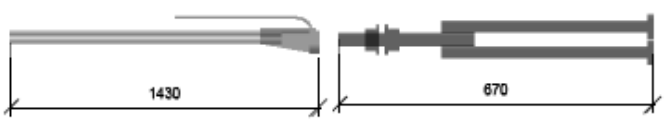
Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	39.4	258.5	15.2	0.0	89.0	0.0	n/r
2	30.4	258.5	11.8	0.0	89.0	0.0	n/r
3	21.5	258.5	8.3	0.0	89.0	0.0	n/r
4	-7.38	258.5	2.9	0.0	89.0	0.0	n/r
5	-36.3	258.5	14.0	0.0	89.0	0.0	n/r
6	-27.3	258.5	10.6	0.0	89.0	0.0	n/r
7	-18.4	258.5	7.1	0.0	89.0	0.0	n/r
8	10.5	258.5	4.0	0.0	89.0	0.0	n/r

Ancoraggio tramite piombatura **Adequate splice length.**

Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Area minima delle staffe richiesta [mm²]	Area effettiva delle staffe [mm²]	Fattore efficace di confinamento delle staffe α_3 [-]	Fattore di Splicing α_5 [-]	Lunghezza di sovrapposizione richiesta [mm]	Asse di sovrappposizione effettiva [mm]	Lunghezza di sovrappposizione utilizzata [%]
1	39.4	45	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
2	30.4	35	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
3	21.5	25	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%
4	-7.38	8	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
5	-36.3	42	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
6	-27.3	31	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
7	-18.4	21	502,7	1,00	1,5	375	1485	25,3%
8	10.5	12	502,7	0,95	1,5	375	1485	25,3%

Collegamento blocco C

Verifica collegamento centrale



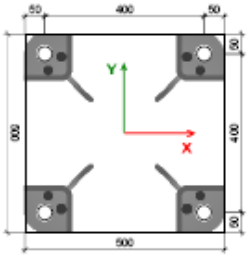
PPM30L 4

Valore di coppia minimo consentito per i dadi : T_{min} = 250 Nm
Valore di coppia massimo consentito per i dadi : T_{max} = 700 Nm
Dima d'installazione dei Tirafondi: PPL30-4 400x400

Materiali e Geometria

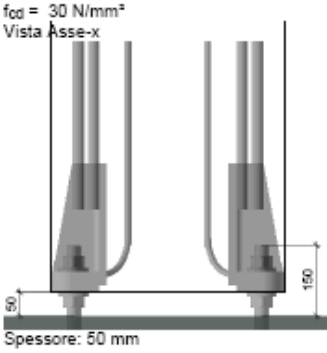
Colonna: 500x500 mm

Vista in Piano



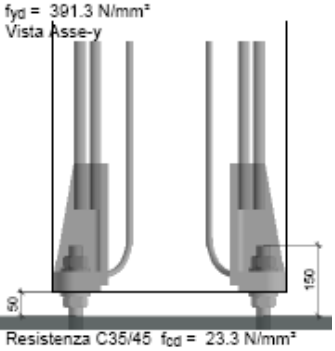
Inghisaggio:

Calcestruzzo: C45/55
f_{cd} = 30 N/mm²
Vista Asse-x



Spessore: 50 mm

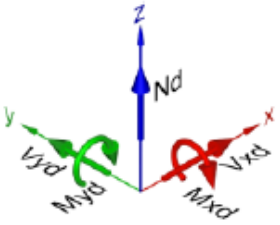
Armatura: B450C
f_{yd} = 391.3 N/mm²
Vista Asse-y



Resistenza C35/45 f_{cd} = 23.3 N/mm²

Condizioni di Carico

(Carichi di progetto)



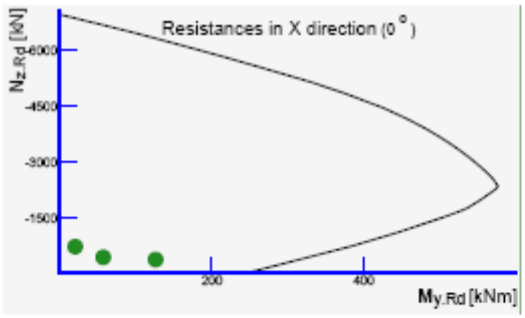
Fase Finale

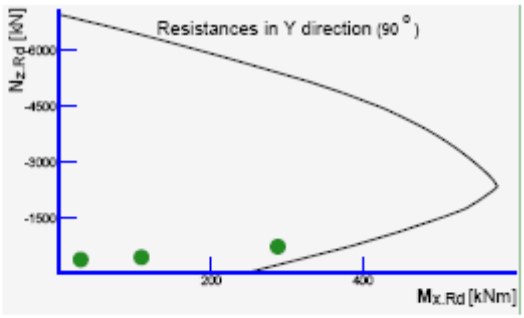
#	Nome	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1	SLV_Y_20	-436.0	108.0	57.0	30.0	48.0
2	SLV_X_11	-377.0	28.0	126.0	15.0	60.0
3	SLU 6_19	-724.0	288.0	20.0	0.0	122.0

Fase di montaggio

Nessuna condizione di carico definita per questa fase

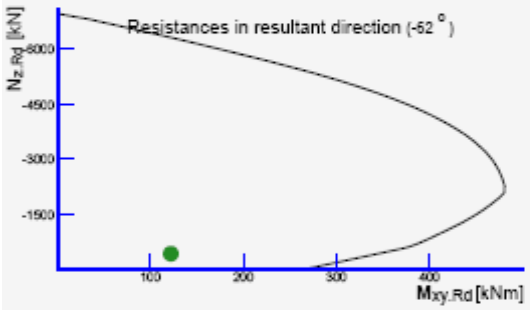
Fire Situation Loads



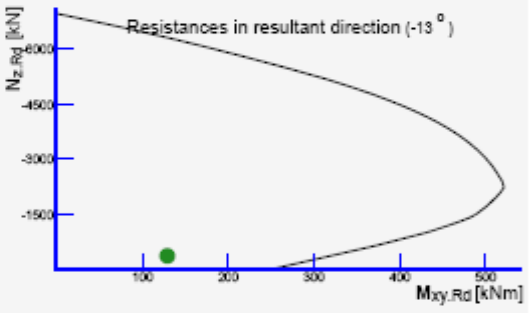


Diagrammi Risultanti per Carico

SLV_Y_20 : Nd=-436.0, Mxd=108.0, Myd=57.0, Vxd=30.0, Vyc



SLV_X_11 : Nd=-377.0, Mxd=28.0, Myd=126.0, Vxd=15.0, Vyc



SLU 6_19 : Nd=-724.0, Mxd=288.0, Myd=20.0, Vxd=0.0, Vyd=



Verifiche di resistenza dei Tirafondi

Tirafondi Fase Finale

Condizione di Carico #1 : SLV_Y_20 : Nd=-436.0, Mxd=108.0, Myd=57.0, Vxd=30.0, Vyd=48.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-436	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	87,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	56,6	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	68.9	258.5	26.7	0.0	89.0	0.0	n/r
2	27.7	258.5	10.7	0.0	89.0	0.0	n/r
3	-52.7	258.5	20.4	0.0	89.0	0.0	n/r
4	-11.5	258.5	4.4	0.0	89.0	0.0	n/r

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	68.9	459.9	15.0	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	96.7	446.9	22	OK
Cedimento per splitting	96.7	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	689.9 [kN]
A_h	3769.9 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	459.9 [kN]
Nh_{Ed}	68.9 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,N}$	760.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	2300.0 [mm]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]
$A_{c,N}$	2921842 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.90
e_N	85.23
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	446.9 [kN]
$Ng_{E,d}$	96.7 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	507.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	760.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	2313441 [mm²]
$A_{c,sp}$	2921842 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.90
e_N	85.23
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	0.78
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	349.1 [kN]
$Ng_{E,d}$	96.7 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	n/a [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
S_1	n/a [mm]
C_1	n/a [mm]
A_h	n/a [mm²]
n	n/a
$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,Nb}$	n/a
$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$N_{0rk,cb}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	n/a [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{m,c,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{s,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{a,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	22	Ok

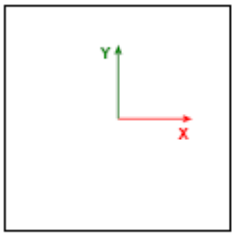
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #2 : SLV_X_11 : Nd=-377.0, Mxd=28.0, Myd=126.0, Vxd=15.0, Vyd=60.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-377	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	75,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	61,85	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	84.4	258.5	32.6	0.0	89.0	0.0	n/r
2	-25.6	258.5	9.9	0.0	89.0	0.0	n/r
3	-48.3	258.5	18.7	0.0	89.0	0.0	n/r
4	61.8	258.5	23.9	0.0	89.0	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	84.4	459.9	18.4	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	146.2	477.5	31	OK
Cedimento per splitting	146.2	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)		Rottura del cono di calcestruzzo		Cedimento per splitting		Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
$N_{Rk,p}$	689.9 [kN]	h_{ef}	507.0 [mm]	h_{ef}	507.0 [mm]	h_{ef}	n/a [mm]
A_{ch}	3769.9 [mm²]	$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]	h	700.0 [mm]	$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
$\Psi_{uc,N}$	1.0	k_{cr}	8.5	$S_{cr,sp}$	1521.0 [mm]	S_1	n/a [mm]
$\gamma_{M,p}$	1.50	$S_{cr,N}$	1521.0 [mm]	$C_{cr,sp}$	760.5 [mm]	C_1	n/a [mm]
$N_{Rd,p}$	459.9 [kN]	$C_{cr,N}$	760.5 [mm]	$A0_{c,sp}$	2313441 [mm²]	A_h	n/a [mm²]
Nh_{Ed}	84.4 [kN]	$S_{min,N}$	400.0 [mm]	$A_{c,sp}$	2921842 [mm²]	n	n/a
				$\Psi_{ec,sp}$	0.96		

$C_{min,N}$	2300.0 [mm]	e_N	30.98	$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]	$\Psi_{re,sp}$	1.00	$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,N}$	2921842 [mm²]	$\Psi_{s,sp}$	1.00	$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,N}$	0.96	$\Psi_{h,sp}$	0.78	$\Psi_{ec,Nb}$	n/a
e_N	30.98	$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]	$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{re,N}$	1.00	$\gamma_{M,sp}$	1.50	$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$\Psi_{s,N}$	1.00	$N_{Rd,sp}$	373.0 [kN]	$N_{0rk,cb}$	n/a [kN]
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]	$Ng_{E,d}$	146.2 [kN]	$\gamma_{M,c}$	1.50
$\gamma_{M,c}$	1.50			$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$N_{Rd,c}$	477.5 [kN]			$Ng_{E,d}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	146.2 [kN]				

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo		Rottura del bordo del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]	l_f	n/a [mm]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]	c_1	n/a [mm]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]	$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]	$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]	$\Psi_{s,V}$	n/a
k_3	n/a	$\Psi_{h,V}$	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{a,V}$	n/a
$\gamma_{inst,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	n/a
$V_{S,d}$	n/a [kN]	$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
		$\gamma_{M,c}$	n/a
		$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
		Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_{re}[%]	Stato
Splitting	73.1	196.7	37	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

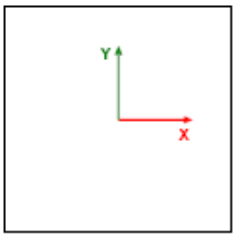
Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	31	Ok

Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #3 : SLU 6_19 : Nd=-724.0, Mxd=288.0, Myd=20.0, Vxd=0.0, Vyd=122.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-724	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	144,8	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	122	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	205.5	258.5	79.5	0.0	89.0	0.0	n/r
2	186.1	258.5	72.0	0.0	89.0	0.0	n/r
3	-101.2	258.5	39.2	0.0	89.0	0.0	n/r
4	-81.8	258.5	31.6	0.0	89.0	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	205.5	459.9	44.7	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	391.6	490.6	80	OK
Cedimento per splitting	391.6	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	689.9 [kN]
A_h	3769.9 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	459.9 [kN]
Nh_{Ed}	205.5 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,N}$	760.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	2300.0 [mm]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]
$A_{c,N}$	2921842 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.99
e_N	9.93
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	490.6 [kN]
$Ng_{E,d}$	391.6 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	507.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	760.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	2313441 [mm²]
$A_{c,sp}$	2921842 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.99
e_N	9.93
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	0.78
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	383.2 [kN]
$Ng_{E,d}$	391.6 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	n/a [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
S_1	n/a [mm]
C_1	n/a [mm]
A_h	n/a [mm²]
n	n/a
$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,Nb}$	n/a
$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$N_{0rk,cb}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	n/a [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato

Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{g,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{\alpha,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

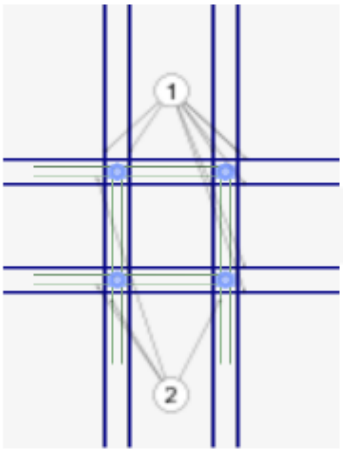
Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Splitting	195.8	196.7	100	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	80	Ok

Armatura Aggiuntiva per Tirafondo

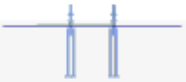
Vista in Piano



Vista Asse-x



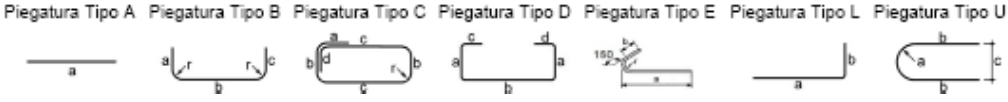
Vista Asse-y



Dati d'armatura

Pos	Tipo di Piegatura	ø [mm]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	r [mm]	L [mm]	pcs	[kg]/ pcs	[kg]
1	A	12	1,642	0	0	0	24	1,642	8	1.46	11.68
2	U	6	15	729	42	0	0	1,471	4	0.33	1.31
										Peso totale :	12.99

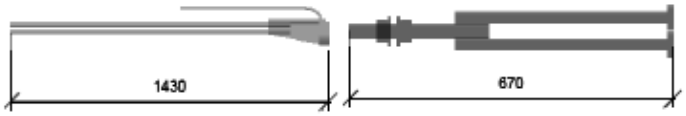
Piegatura Tipo A Piegatura Tipo B Piegatura Tipo C Piegatura Tipo D Piegatura Tipo E Piegatura Tipo L Piegatura Tipo U



Verifica punzonamento

Si veda la verifica per il blocco D

Verifica collegamento di bordo



PPM30L 4

Valore di coppia minimo consentito per i dadi : T_{min} = 250 Nm
Valore di coppia massimo consentito per i dadi : T_{max} = 700 Nm
Dima d'installazione dei Tirafondi: PPL30-4 400x400

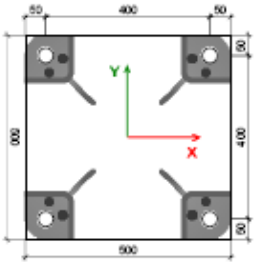
Materiali e Geometria

Colonna: 500x500 mm

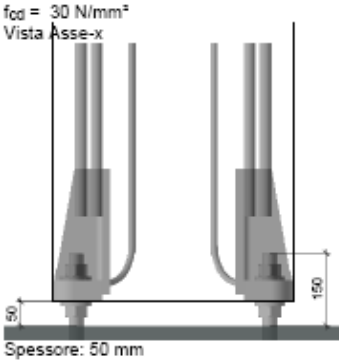
Calcestruzzo: C45/55
f_{cd} = 30 N/mm²

Armatura: B450C
f_{yd} = 391.3 N/mm²

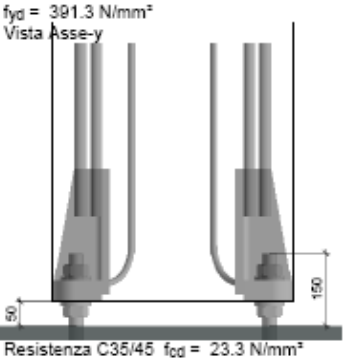
Vista in Piano



Vista Asse-x



Vista Asse-y



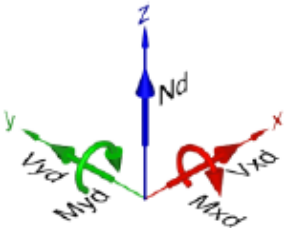
Inghisaggio:

Spessore: 50 mm

Resistenza C35/45 f_{cd} = 23.3 N/mm²

Condizioni di Carico

(Carichi di progetto)

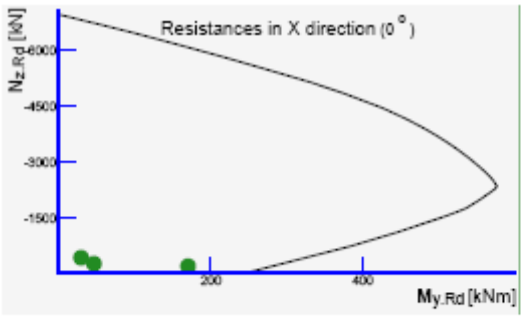


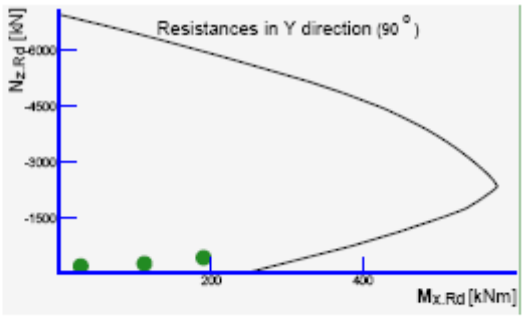
Fase Finale

#	Nome	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1	SLV_X 258	-198.0	28.0	170.0	96.0	15.0
2	SLV_Y 235	-266.0	112.0	46.0	21.0	45.0
3	SLU 235	-427.0	190.0	29.0	0.0	18.0

Fase di montaggio

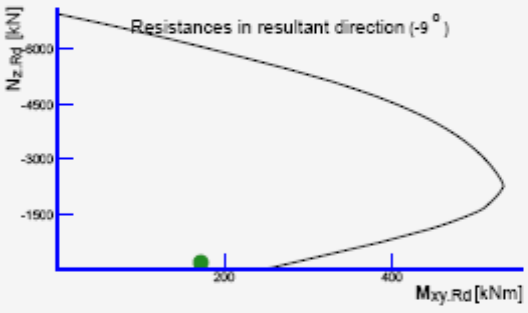
Nessuna condizione di carico definita per questa fase



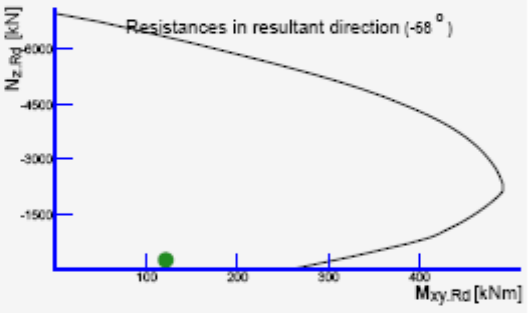


Diagrammi Risultanti per Carico

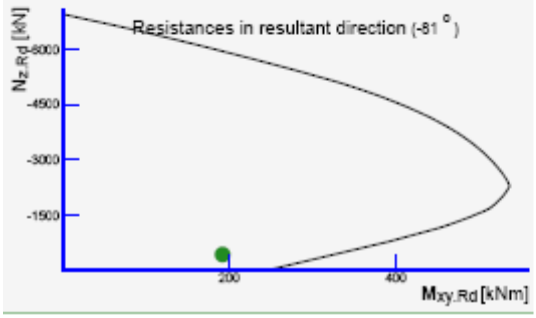
SLV_X 258 : Nd=-198.0, Mxd=28.0, Myd=170.0, Vxd=96.0, Vy



SLV_Y 235 : Nd=-266.0, Mxd=112.0, Myd=46.0, Vxd=21.0, Vy



SLU 235 : Nd=-427.0, Mxd=190.0, Myd=29.0, Vxd=0.0, Vyd=1



Verifiche di resistenza dei Tirafondi

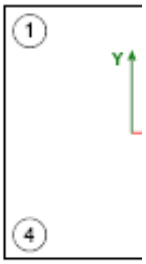
Tirafondi Fase Finale

Condizione di Carico #1 : SLV_X 258 : Nd=-198.0, Mxd=28.0, Myd=170.0, Vxd=96.0, Vyd=15.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-198	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	39,6	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	97,16	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	57,56	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	177.7	258.5	68.7	19.2	89.0	21.5	70.7
2	-30.1	258.5	11.7	19.2	89.0	21.5	n/r
3	-58.4	258.5	22.6	19.2	89.0	21.5	n/r
4	149.4	258.5	57.8	0.0	89.0	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	177.7	459.9	38.6	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	327.1	239.0	137	Failed
Cedimento per splitting	327.1	186.7	175.2	Fallito
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	327.1	512.5	63.8	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	689.9 [kN]
A_h	3769.9 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	459.9 [kN]
Nh_{Ed}	177.7 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,N}$	760.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	200.0 [mm]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]
$A_{c,N}$	1845120 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.98
e_N	17.30
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	0.78
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	239.0 [kN]
$Ng_{E,d}$	327.1 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	507.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	760.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	2313441 [mm²]
$A_{c,sp}$	1845120 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.98
e_N	17.30
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	0.78
$\Psi_{h,sp}$	0.78
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	186.7 [kN]
$Ng_{E,d}$	327.1 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
S_1	400 [mm]
C_1	200 [mm]
A_h	3769.9 [mm²]
n	2
$A0_{c,Nb}$	640000 [mm²]
$A_{c,Nb}$	711600 [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	1.00
$\Psi_{ec,Nb}$	0.96
$\Psi_{g,Nb}$	1.21
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$N_{0rk,cb}$	597.6 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	512.5 [kN]
$Ng_{E,d}$	327.1 [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	57.6	919.6	6	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	3.0	96.9	3	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	2837721 [mm²]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]
$c_{cr,N}$	760.5 [mm]
$s_{cr,N}$	1521.0 [mm]
$h_{ef,N}$	507.0 [mm]
k_3	1.5
$N0_{Rk,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{m,c,p}$	1.50
$V_{Rd,cp}$	919.6 [kN]
$V_{S,d}$	57.6 [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	240.0 [mm]
c_1	200.0 [mm]
$A_{c,V}$	180000 [mm²]
$A0_{c,V}$	180000 [mm²]
$\Psi_{s,V}$	1.00
$\Psi_{h,V}$	1.00
$\Psi_{a,V}$	2.50
$\Psi_{ec,V}$	1.00
$\Psi_{re,V}$	1.00
$V0_{Rk,c}$	58.1 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$V_{Rd,c}$	96.9 [kN]
Vg_{Ed}	3.0 [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato

Cono di calcestruzzo	177.7	665.6	27	Ok
Splitting	163.6	349.7	47	Ok
Bordo del Calcestruzzo	30.9	6.1	507	Fallito

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N^{2/3}+\beta_V^{2/3}\leq 1$	90	Ok

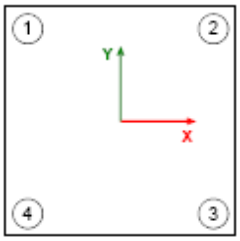
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #2 : SLV_Y 235 : Nd=-266.0, Mxd=112.0, Myd=46.0, Vxd=21.0, Vyd=45.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-266	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	53,2	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	49,66	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	101.4	258.5	39.2	0.0	89.0	0.0	n/r
2	61.5	258.5	23.8	0.0	89.0	0.0	n/r
3	-50.7	258.5	19.6	0.0	89.0	0.0	n/r
4	-10.9	258.5	4.2	0.0	89.0	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	101.4	459.9	22.0	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	162.9	309.2	53	OK
Cedimento per splitting	162.9	241.5	67.4	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	101.4	394.7	25.7	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	689.9 [kN]
A_h	3769.9 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,N}$	760.5 [mm]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	507.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	760.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	2313441 [mm²]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
S_1	400 [mm]
C_1	200 [mm]
A_h	3769.9 [mm²]

$N_{Rd,p}$	459.9 [kN]	$S_{min,N}$	400.0 [mm]	$A_{c,sp}$	2069321 [mm²]	n	1
Nh_{Ed}	101.4 [kN]	$C_{min,N}$	200.0 [mm]	$\Psi_{ec,sp}$	0.94	$A0_{c,Nb}$	640000 [mm²]
		$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]	e_N	48.88	$A_{c,Nb}$	355800 [mm²]
		$A_{c,N}$	2069321 [mm²]	$\Psi_{re,sp}$	1.00	$\Psi_{s,Nb}$	1.00
		$\Psi_{ec,N}$	0.94	$\Psi_{s,sp}$	1.00	$\Psi_{ec,Nb}$	0.89
		e_N	48.88	$\Psi_{h,sp}$	0.78	$\Psi_{g,Nb}$	1.00
		$\Psi_{re,N}$	1.00	$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]	$\Psi_{ucr,N}$	1.0
		$\Psi_{s,N}$	1.00	$\gamma_{M,sp}$	1.50	$N_{0rk,cb}$	597.6 [kN]
		$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]	$N_{Rd,sp}$	241.5 [kN]	$\gamma_{M,c}$	1.50
		$\gamma_{M,c}$	1.50	$Ng_{E,d}$	162.9 [kN]	$N_{Rd,cb}$	394.7 [kN]
		$N_{Rd,c}$	309.2 [kN]			$Ng_{E,d}$	101.4 [kN]
		$Ng_{E,d}$	162.9 [kN]				

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	57.6	919.6	6	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	3.0	96.9	3	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo		Rottura del bordo del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	2837721 [mm²]	l_f	240.0 [mm]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]	c_1	200.0 [mm]
$c_{cr,N}$	760.5 [mm]	$A_{c,V}$	180000 [mm²]
$s_{cr,N}$	1521.0 [mm]	$A0_{c,V}$	180000 [mm²]
$h_{ef,N}$	507.0 [mm]	$\Psi_{s,V}$	1.00
k_3	2.0	$\Psi_{h,V}$	1.00
$N0_{Rk,c}$	590.24 [kN]	$\Psi_{\alpha,V}$	2.50
$\gamma_{m,c,p}$	1.50	$\Psi_{ec,V}$	1.00
$V_{Rd,cp}$	919.6 [kN]	$\Psi_{re,V}$	1.00
$V_{S,d}$	57.6 [kN]	$V0_{Rk,c}$	58.1 [kN]
		$\gamma_{M,c}$	1.50
		$V_{Rd,c}$	96.9 [kN]
		Vg_{Ed}	3.0 [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_{re}[%]	Stato
Cono di calcestruzzo	101.4	665.6	15	Ok
Splitting	81.4	349.7	23	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N^{2/3}+\beta_V^{2/3}\leq 1$	56	Ok

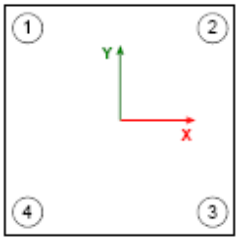
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #3 : SLU 235 : Nd=-427.0, Mxd=190.0, Myd=29.0, Vxd=0.0, Vyd=18.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-427	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	85,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	18	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	151.5	258.5	58.6	0.0	89.0	0.0	n/r
2	124.7	258.5	48.2	0.0	89.0	0.0	n/r
3	-68.9	258.5	26.7	0.0	89.0	0.0	n/r
4	-42.1	258.5	16.3	0.0	89.0	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	151.5	459.9	32.9	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	276.2	320.9	86	OK
Cedimento per splitting	276.2	250.7	110.2	Fallito
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	151.5	422.5	35.9	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	689.9 [kN]
A_h	3769.9 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	459.9 [kN]
Nh_{Ed}	151.5 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,N}$	760.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	200.0 [mm]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]
$A_{c,N}$	2069321 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.98
e_N	19.40
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	320.9 [kN]
$Ng_{E,d}$	276.2 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	507.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1521.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	760.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	2313441 [mm²]
$A_{c,sp}$	2069321 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.98
e_N	19.40
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	0.78
$N_{0Rkc,c}$	590.24 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	250.7 [kN]
$Ng_{E,d}$	276.2 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	507.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	37.0 [N/mm²]
S_1	400 [mm]
C_1	200 [mm]
A_h	3769.9 [mm²]
n	1
$A0_{c,Nb}$	640000 [mm²]
$A_{c,Nb}$	355800 [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	1.00
$\Psi_{ec,Nb}$	0.95
$\Psi_{g,Nb}$	1.00
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$N_{0rk,cb}$	597.6 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	422.5 [kN]
$Ng_{E,d}$	151.5 [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	57.6	919.6	6	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	3.0	96.9	3	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo		Rottura del bordo del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	2837721 [mm²]	l_f	240.0 [mm]
$A0_{c,N}$	2313441 [mm²]	c_1	200.0 [mm]
$c_{cr,N}$	760.5 [mm]	$A_{c,V}$	180000 [mm²]
$s_{cr,N}$	1521.0 [mm]	$A0_{c,V}$	180000 [mm²]
$h_{ef,N}$	507.0 [mm]	$\Psi_{s,V}$	1.00
k_3	2.0	$\Psi_{h,V}$	1.00
$N0_{Rk,c}$	590.24 [kN]	$\Psi_{\alpha,V}$	2.50
$\gamma_{m,c,p}$	1.50	$\Psi_{ec,V}$	1.00
$V_{Rd,cp}$	919.6 [kN]	$\Psi_{re,V}$	1.00
$V_{S,d}$	57.6 [kN]	$V0_{Rk,c}$	58.1 [kN]
		$\gamma_{M,c}$	1.50
		$V_{Rd,c}$	96.9 [kN]
		Vg_{Ed}	3.0 [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

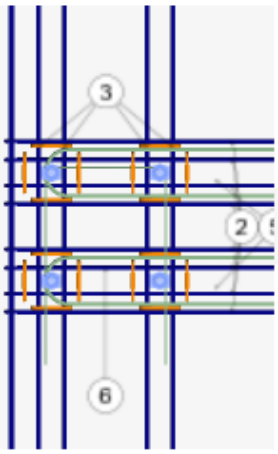
Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cono di calcestruzzo	151.5	665.6	23	Ok
Splitting	138.1	349.7	39	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

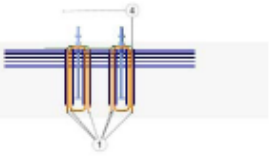
Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N^{2/3}+\beta_V^{2/3}\leq 1$	66	Ok

Armatura Aggiuntiva per Tirafondo

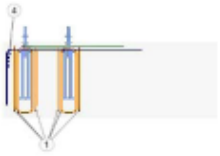
Vista in Piano



Vista Asse-x



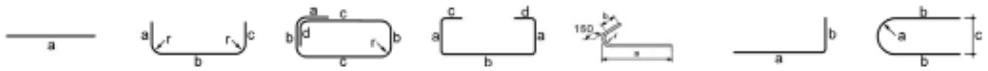
Vista Asse-y



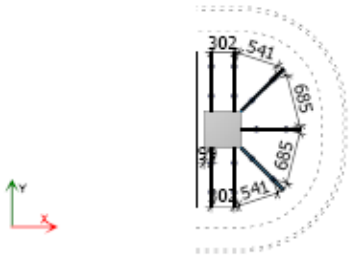
Dati d'armatura

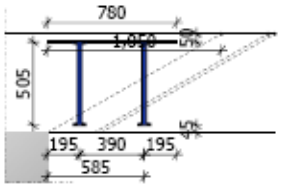
Pos	Tipo di Piegatura	ø [mm]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	r [mm]	L [mm]	pcs	[kg]/ pcs	[kg]
1	C	16	192	158	603	192	32	1,746	16	2.76	44.15
2	L	16	521	1,255	0	0	32	1,743	8	2.76	22.04
3	A	16	1,759	0	0	0	32	1,759	4	2.78	11.12
4	D	16	1,775	16	0	0	32	1,727	4	2.73	10.92
5	U	14	79	929	186	0	0	1,942	2	2.35	4.7
6	U	6	15	729	851	0	0	2,282	1	0.51	0.51
										Peso totale :	93.44

Piegatura Tipo A Piegatura Tipo B Piegatura Tipo C Piegatura Tipo D Piegatura Tipo E Piegatura Tipo L Piegatura Tipo U



Verifica a punzonamento





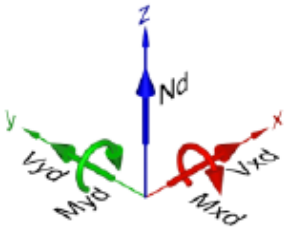
7xPSB-25/505-2/780(195/390/195)

Materiali					
Classe di Calcestruzzo C35/45			f_{cd} =	23.3 MPa	
Armatura a Flessione B500B			$f_{yd,bar}$ =	434.8 MPa	
Geometria					
Spessore piastra	h_d =	600 mm			
Altezza utile della piastra	d_x =	538 mm		d_y =	513 mm
Copriferro dell'armatura	c_u =	50 mm		c_o =	50 mm
Percentuale d'armatura	ρ_x =	0.61 %		ρ_y =	0.64 %
Area di armatura	A_{sx} =	3,272 mm		A_{sy} =	3,272 mm
Barre di armatura	$Ø_x$ =	25/150 mm		$Ø_y$ =	25/150 mm
Colonna quadrata	a =	500 mm			
Luogo		Bordo Sinistro Centro			
Distanza al bordo	r_a =	100 mm			
Carichi					
Carico di punzonamento	V_{Ed} =	1,397.0 kN		Fattore β=	1.40
Forza Dinamica	V_{dyn} =	0.0 kN		V_{Ed}*β =	1,955.8 kN
Perimetro di controllo interno					
Lunghezza interna	u_1 =	4,999 mm			
Riduzione della lunghezza	Δu_1 =	0 mm		u_1-Δu_1 =	4,999 mm
	$C_{Rd,c}$ =	0.1177			
Resistenza senza armatura di punzonamento	$v_{Rd,c}$ =	532.0 kN/m²	<	v_{Ed} =	745.3 kN/m²
Resistenza con armatura a punzonamento	$v_{Rd,max}$ =	1,042.7 kN/m²	>	v_{Ed} =	745.3 kN/m²
Perimetro di controllo esterno					
Distanza	$l_{a,req}$ =	545 mm	<	$l_{a,prov}$ =	585 mm
Lunghezza del perimetro esterno richiesta	$u_{out,req}$ =	5,885 mm	<	$u_{out,prov}$ =	6,012 mm
	$C_{Rd,c,out}$ =	0.12		β_{red} =	1.10
Resistenza del perimetro esterno	$v_{Rd,c,out}$ =	542.3 kN/m²	>	v_{Ed} =	486.9 kN/m²
Armatura a Punzonamento					
Armatura di Progetto					
Primo listello		7xPSB-25/505-2/780(195/390/195)			
Resistenza dell'armatura	$V_{Rk,sy}$ =	2,255.0 kN	>	V_{Ed}*β =	1,955.8 kN

Collegamento blocco D

Verifica collegamento centrale

Condizioni di Carico
(Carichi di progetto)



Fase Finale

#	Nome	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1	SLV_Y	-500.0	108.0	33.0	24.0	78.0
2	SLV_X	-882.0	32.0	107.0	78.0	24.0
3	SLU 6	-1,357.0	0.0	298.0	102.0	37.0
4	SLU 2	-1,390.0	195.0	0.0	0.0	0.0

Fase di montaggio

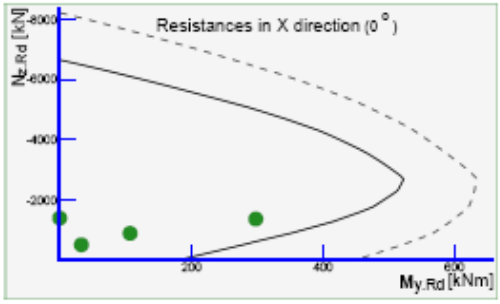
Nessuna condizione di carico definita per questa fase

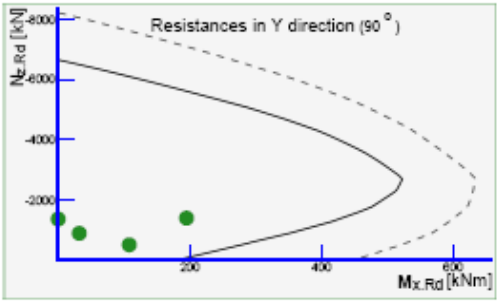
Fire Situation Loads

Nessuna condizione di carico definita per questa fase

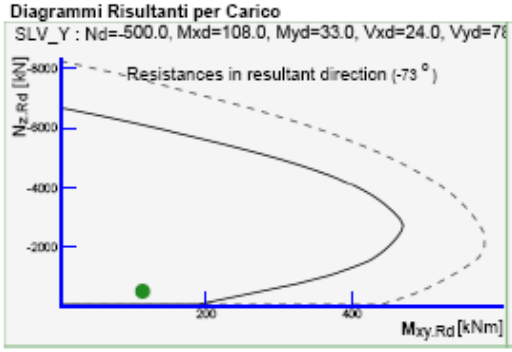
Resistances Diagrams

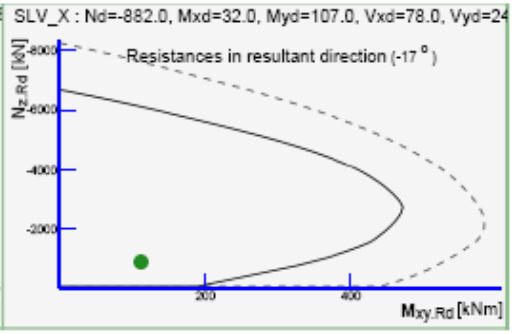
Legenda: Capacità Portante Giunto
Capacità Portante Pilastro





Diagrammi Risultanti per Carico





Verifiche di resistenza dei Tirafondi

Tirafondi Fase Finale

Condizione di Carico #1 : SLV_Y : Nd=-500.0, Mxd=108.0, Myd=33.0, Vxd=24.0, Vyd=78.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-500	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	100	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	81,61	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Acting shear force [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	45.5	220.4	20.6	0.0	71.6	0.0	n/r
2	24.7	220.4	11.2	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-43.7	220.4	19.8	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-22.9	220.4	10.4	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	45.5	401.8	11.3	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	70.2	291.5	24	OK
Cedimento per splitting	70.2	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	45.5 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	2300.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1412026 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.89
e_N	59.20
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	291.5 [kN]
$Ng_{E,d}$	70.2 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1412026 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.89
e_N	59.20
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	300.1 [kN]
$Ng_{E,d}$	70.2 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	n/a [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	n/a [mm]
C_1	n/a [mm]
A_h	n/a [mm²]
n	n/a
$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,Nb}$	n/a
$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$N_{0rk,cb}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	n/a [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{m,c,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{g,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{\alpha,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	24	Ok

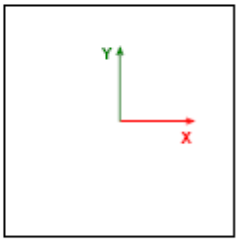
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #2 : SLV_X : Nd=-882.0, Mxd=32.0, Myd=107.0, Vxd=78.0, Vyd=24.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-882	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	176,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	81,61	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	12.5	220.4	5.7	0.0	71.6	0.0	n/r
2	-29.9	220.4	13.6	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-43.8	220.4	19.9	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-1.42	220.4	0.6	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	12.5	401.8	3.1	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	12.5	233.1	5	OK
Cedimento per splitting	12.5	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{uc,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	12.5 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	2300.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1010025 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	1.00

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	n/a [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	n/a [mm]
C_1	n/a [mm]
A_h	n/a [mm²]
n	n/a
$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,Nb}$	n/a

e_N	0.00	$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]	$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{re,N}$	1.00	$\gamma_{M,sp}$	1.50	$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$\Psi_{s,N}$	1.00	$N_{Rd,sp}$	240.0 [kN]	$N_{0Rk,cb}$	n/a [kN]
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]	$Ng_{E,d}$	12.5 [kN]	$\gamma_{M,c}$	1.50
$\gamma_{M,c}$	1.50			$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$N_{Rd,c}$	233.1 [kN]			$Ng_{E,d}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	12.5 [kN]				

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo		Rottura del bordo del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]	l_f	n/a [mm]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]	c_1	n/a [mm]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]	$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]	$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]	$\Psi_{s,V}$	n/a
k_3	n/a	$\Psi_{h,V}$	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{\alpha,V}$	n/a
$\gamma_{inst,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	n/a
$V_{s,d}$	n/a [kN]	$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
		$\gamma_{M,c}$	n/a
		$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
		Vg_{Ed}	n/a [kN]

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	5	Ok

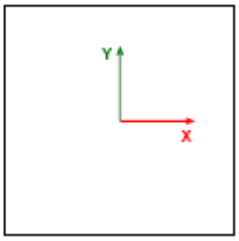
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #3 : SLU 6 : Nd=-1,357.0, Mxd=0.0, Myd=298.0, Vxd=102.0, Vyd=37.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-1357	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	271,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	108,5	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	101.0	220.4	45.8	0.0	71.6	0.0	n/r
2	-104.4	220.4	47.4	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-104.4	220.4	47.4	0.0	71.6	0.0	n/r
4	101.0	220.4	45.8	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	101.0	401.8	25.1	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	202.0	325.8	62	OK
Cedimento per splitting	202.0	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	101.0 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	2300.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1412026 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	325.8 [kN]
$Ng_{E,d}$	202.0 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1412026 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	335.5 [kN]
$Ng_{E,d}$	202.0 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	n/a [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	n/a [mm]
C_1	n/a [mm]
A_h	n/a [mm²]
n	n/a
$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,Nb}$	n/a
$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$N_{0rk,cb}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	n/a [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato

Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo		Rottura del bordo del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]	l_f	n/a [mm]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]	c_1	n/a [mm]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]	$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]	$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]	$\Psi_{s,V}$	n/a
k_3	n/a	$\Psi_{h,V}$	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{a,V}$	n/a
$\gamma_{inst,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	n/a
$V_{g,d}$	n/a [kN]	$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
		$\gamma_{M,c}$	n/a
		$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
		Vg_{Ed}	n/a [kN]

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	62	Ok

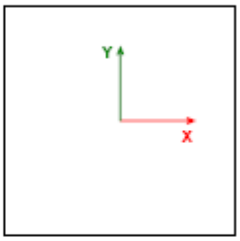
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #4 : SLU 2 : Nd=-1,390.0, Mxd=195.0, Myd=0.0, Vxd=0.0, Vyd=0.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-1390	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	278	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	0	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	18.8	220.4	8.5	0.0	71.6	0.0	n/r
2	18.8	220.4	8.5	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-67.8	220.4	30.8	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-67.8	220.4	30.8	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	18.8	401.8	4.7	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	37.6	325.8	12	OK
Cedimento per splitting	37.6	n/r	n/r	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	0.0	n/r	n/r	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	18.8 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	2300.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1412026 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	325.8 [kN]
$Ng_{E,d}$	37.6 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1412026 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	335.5 [kN]
$Ng_{E,d}$	37.6 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	n/a [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	n/a [mm]
C_1	n/a [mm]
A_h	n/a [mm²]
n	n/a
$A0_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$A_{c,Nb}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	n/a
$\Psi_{ec,Nb}$	n/a
$\Psi_{g,Nb}$	n/a
$\Psi_{ucr,N}$	n/a
$N_{0rk,cb}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	n/a [kN]
$Ng_{E,d}$	n/a [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

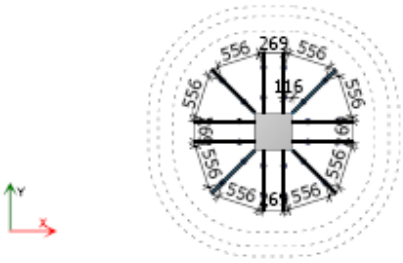
Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

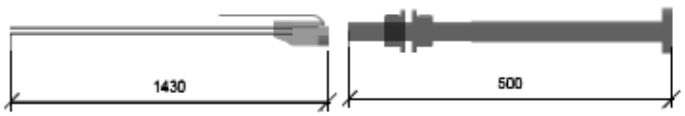
Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{inst,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{g,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{a,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica punzonamento


556
269
556
116
556
556
556

Verifica collegamento di bordo



HPM30L 4

Valore di coppia minimo consentito per i dadi : T_{min} = 250 Nm
Valore di coppia massimo consentito per i dadi : T_{max} = 450 Nm
Dima d'installazione dei Tirafondi: PPL30-4 400x400

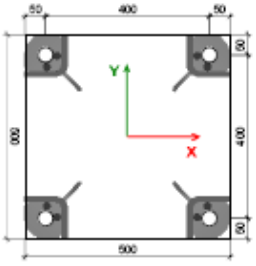
Materiali e Geometria

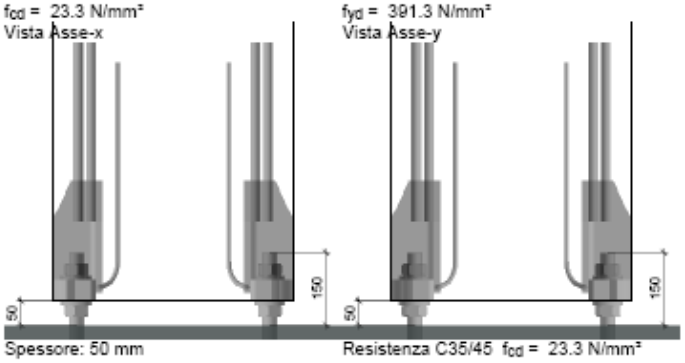
Colonna: 500x500 mm

Calcestruzzo: C35/45
f_{cd} = 23.3 N/mm²
Vista Asse-x

Armatura: B450C
f_{yd} = 391.3 N/mm²
Vista Asse-y

Vista in Piano





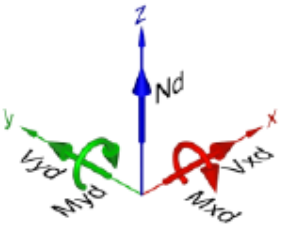
Inghisaggio:

Spessore: 50 mm

Resistenza C35/45 f_{cd} = 23.3 N/mm²

Condizioni di Carico

(Carichi di progetto)



Fase Finale

#	Nome	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1	SLV_Y	-500.0	108.0	33.0	24.0	78.0
2	SLV_X	-882.0	32.0	107.0	78.0	24.0
3	SLU 6	-1,357.0	0.0	298.0	102.0	37.0
4	SLU 2	-1,390.0	195.0	0.0	0.0	0.0
5	SLV	-475.0	162.0	46.0	8.0	38.0

Fase di montaggio

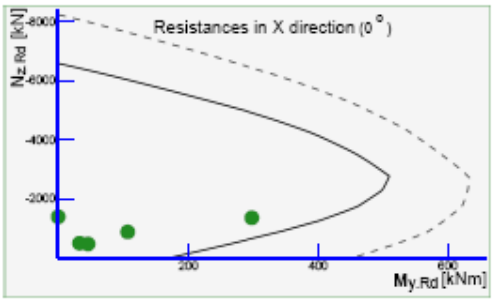
Nessuna condizione di carico definita per questa fase

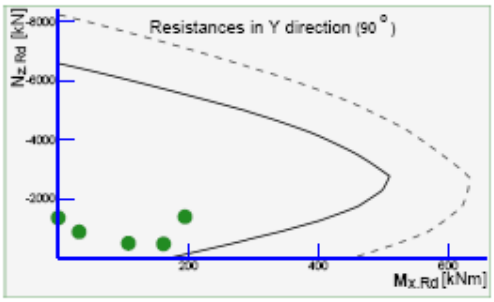
Fire Situation Loads

Nessuna condizione di carico definita per questa fase

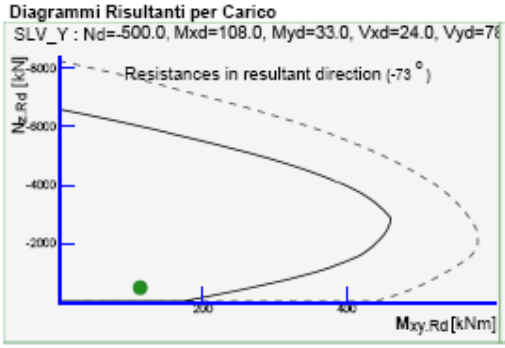
Resistances Diagrams

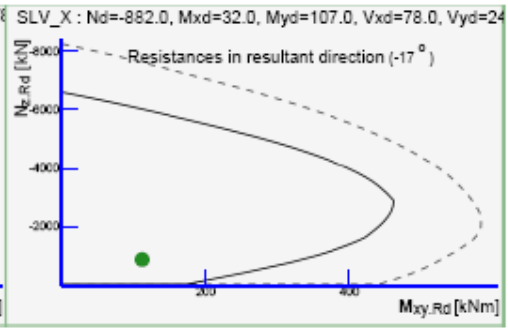
Legenda: Capacità Portante Giunto
Capacità Portante Pilastro





Diagrammi Risultanti per Carico





Verifiche di resistenza dei Tirafondi

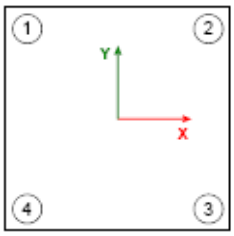
Tirafondi Fase Finale

Condizione di Carico #1 : SLV_Y : Nd=-500.0, Mxd=108.0, Myd=33.0, Vxd=24.0, Vyd=78.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-500	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	100	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	81,61	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	45.5	202.0	22.5	0.0	71.6	0.0	n/r
2	24.7	202.0	12.2	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-43.7	202.0	21.6	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-22.9	202.0	11.4	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	45.5	401.8	11.3	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	70.2	203.1	35	OK
Cedimento per splitting	70.2	209.1	33.6	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	45.5	412.2	11.0	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	45.5 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	150.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1057763 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.89
e_N	59.20
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	203.1 [kN]
$Ng_{E,d}$	70.2 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1057763 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.89
e_N	59.20
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	209.1 [kN]
$Ng_{E,d}$	70.2 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	[mm]
C_1	150 [mm]
A_h	3044.2 [mm²]
n	1
$A0_{c,Nb}$	360000 [mm²]
$A_{c,Nb}$	300000 [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	1.00
$\Psi_{ec,Nb}$	0.84
$\Psi_{g,Nb}$	1.00
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$N_{0rk,cb}$	444.1 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	412.2 [kN]
$Ng_{E,d}$	45.5 [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{inst,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{g,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{a,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_w[%]	Stato

Cono di calcestruzzo	45.5	415.2	11	Ok
Splitting	35.1	196.7	18	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	11	Ok

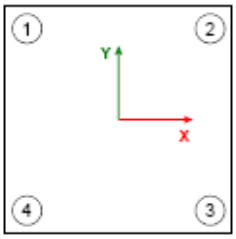
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #2 : SLV_X : Nd=-882.0, Mxd=32.0, Myd=107.0, Vxd=78.0, Vyd=24.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-882	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	176,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	81,61	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	12.5	202.0	6.2	0.0	71.6	0.0	n/r
2	-29.9	202.0	14.8	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-43.8	202.0	21.7	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-1.42	202.0	0.7	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	12.5	401.8	3.1	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	12.5	119.5	10	OK
Cedimento per splitting	12.5	123.0	10.1	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	12.5	493.5	2.5	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	655763 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	1.00

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	[mm]
C_1	150 [mm]
A_h	3044.2 [mm²]
n	1

Nh_{Ed}	12.5 [kN]	$C_{min,N}$	150.0 [mm]	e_N	0.00	$A0_{c,Nb}$	360000 [mm²]
		$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]	$\Psi_{re,sp}$	1.00	$A_{c,Nb}$	300000 [mm²]
		$A_{c,N}$	655763 [mm²]	$\Psi_{s,sp}$	0.79	$\Psi_{s,Nb}$	1.00
		$\Psi_{ec,N}$	1.00	$\Psi_{h,sp}$	1.03	$\Psi_{ec,Nb}$	1.00
		e_N	0.00	$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]	$\Psi_{g,Nb}$	1.00
		$\Psi_{re,N}$	1.00	$\gamma_{M,sp}$	1.50	$\Psi_{ucr,N}$	1.0
		$\Psi_{s,N}$	0.79	$N_{Rd,sp}$	123.0 [kN]	$N_{0rk,cb}$	444.1 [kN]
		$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]	$Ng_{E,d}$	12.5 [kN]	$\gamma_{M,c}$	1.50
		$\gamma_{M,c}$	1.50			$N_{Rd,cb}$	493.5 [kN]
		$N_{Rd,c}$	119.5 [kN]			$Ng_{E,d}$	12.5 [kN]
		$Ng_{E,d}$	12.5 [kN]				

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo		Rottura del bordo del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]	l_f	n/a [mm]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]	c_1	n/a [mm]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]	$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]	$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]	$\Psi_{s,V}$	n/a
k_3	n/a	$\Psi_{h,V}$	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{a,V}$	n/a
$\gamma_{inst,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	n/a
$V_{s,d}$	n/a [kN]	$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
		$\gamma_{M,c}$	n/a
		$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
		Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_{re}[%]	Stato
Cono di calcestruzzo	12.5	415.2	3	Ok
Splitting	6.2	196.7	3	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	3	Ok

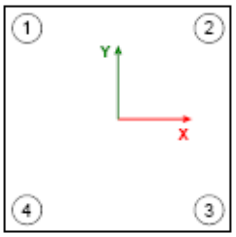
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #3 : SLU 6 : Nd=-1,357.0, Mxd=0.0, Myd=298.0, Vxd=102.0, Vyd=37.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-1357	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	271,4	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	108,5	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	101.0	202.0	50.0	0.0	71.6	0.0	n/r
2	-104.4	202.0	51.7	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-104.4	202.0	51.7	0.0	71.6	0.0	n/r
4	101.0	202.0	50.0	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	101.0	401.8	25.1	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	202.0	167.0	121	Failed
Cedimento per splitting	202.0	172.0	117.4	Fallito
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	202.0	561.6	36.0	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	101.0 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	150.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	916762 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	0.79
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	167.0 [kN]
$Ng_{E,d}$	202.0 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	916762 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	0.79
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	172.0 [kN]
$Ng_{E,d}$	202.0 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	400 [mm]
C_1	150 [mm]
A_h	3044.2 [mm²]
n	2
$A0_{c,Nb}$	360000 [mm²]
$A_{c,Nb}$	600000 [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	1.00
$\Psi_{ec,Nb}$	1.00
$\Psi_{g,Nb}$	1.14
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$N_{0rk,cb}$	444.1 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	561.6 [kN]
$Ng_{E,d}$	202.0 [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{S,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{\alpha,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_w[%]	Stato
Cono di calcestruzzo	101.0	415.2	24	Ok
Splitting	101.0	196.7	51	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	36	Ok

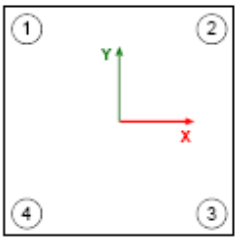
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #4 : SLU 2 : Nd=-1,390.0, Mxd=195.0, Myd=0.0, Vxd=0.0, Vyd=0.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-1390	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	278	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	0	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	18.8	202.0	9.3	0.0	71.6	0.0	n/r
2	18.8	202.0	9.3	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-67.8	202.0	33.6	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-67.8	202.0	33.6	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	18.8	401.8	4.7	OK
Rottura del cono di calcestruzzo	37.6	227.0	17	OK
Cedimento per splitting	37.6	233.7	16.1	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	18.8	493.5	3.8	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	
$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	18.8 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	150.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1057763 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	227.0 [kN]
$Ng_{E,d}$	37.6 [kN]

Cedimento per splitting	
h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1057763 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	1.00
e_N	0.00
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	233.7 [kN]
$Ng_{E,d}$	37.6 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale	
h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	400 [mm]
C_1	150 [mm]
A_h	3044.2 [mm²]
n	1
$A0_{c,Nb}$	360000 [mm²]
$A_{c,Nb}$	300000 [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	1.00
$\Psi_{ec,Nb}$	1.00
$\Psi_{g,Nb}$	1.00
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$N_{0rk,cb}$	444.1 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	493.5 [kN]
$Ng_{E,d}$	18.8 [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo	
$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a

Rottura del bordo del calcestruzzo	
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a

$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{s,V}$	n/a
$\gamma_{inst,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	n/a
V_{Sd}	n/a [kN]	$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
		$\gamma_{M,c}$	n/a
		$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
		Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_{re}[%]	Stato
Cono di calcestruzzo	18.8	415.2	5	Ok
Splitting	18.8	196.7	10	Ok

Carichi di trazione e taglio combinati (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.4 ed ETA)

Formula	Utilizzo $\beta_{N,V}$[%]	Stato
$\beta_N \leq 1$	5	Ok

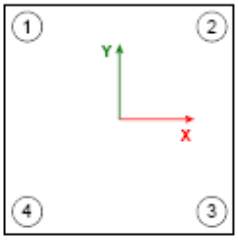
Spiegazione:
n/r - Verifica del meccanismo di rottura non richiesta
n/a - Meccanismo di rottura non applicabile
(-) - Il meccanismo di rottura non resiste alla forze agenti

Condizione di Carico #5 : SLV : Nd=-475.0, Mxd=162.0, Myd=46.0, Vxd=8.0, Vyd=38.0

Cedimento dell'Acciaio : Verifica soddisfatta **Cedimento del Calcestruzzo : Verifica soddisfatta**

Verifica della rottura dell'acciaio

Valore di progetto dell'azione assiale di compressione nella colonna	$N_{c,Ed}$	-475	kN
Coefficiente d'attrito (tra piastra di base e malta di inghisaggio)	C_{fd}	0,2	
Resistenza per attrito del giunto	$F_{f,Rd}$	95	kN
Forza di taglio risultante	V_{sd}	38,83	kN
Forza di taglio risultante con il contributo dell'attrito	$V_{sd,f}$	0	kN



Tirafondo Pos.	Forza assiale agente [kN]	Resistenza all'azione assiale di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza assiale [%]	Forza di Taglio Agente [kN]	Resistenza al taglio di progetto [kN]	Sfruttamento della resistenza a taglio [%]	Interazione [%]
1	116.5	202.0	57.7	0.0	71.6	0.0	n/r
2	79.1	202.0	39.1	0.0	71.6	0.0	n/r
3	-67.2	202.0	33.3	0.0	71.6	0.0	n/r
4	-29.8	202.0	14.7	0.0	71.6	0.0	n/r

Verifiche a rottura del calcestruzzo senza armatura aggiuntiva

Azione di trazione (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezione 6.2 ed ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_N[%]	Stato
Cedimento per Pull-out (Sfilamento)	116.5	401.8	29.0	OK

Rottura del cono di calcestruzzo	195.5	210.9	93	OK
Cedimento per splitting	195.5	217.2	90.0	Ok
Cedimento per Blow-out (Spinta a vuoto)	116.5	437.7	26.6	Ok

Cedimento per Pull-out (Sfilamento)

$N_{Rk,p}$	602.8 [kN]
A_h	3044.2 [mm²]
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$\gamma_{M,p}$	1.50
$N_{Rd,p}$	401.8 [kN]
Nh_{Ed}	116.5 [kN]

Rottura del cono di calcestruzzo

h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
k_{cr}	8.5
$S_{cr,N}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,N}$	502.5 [mm]
$S_{min,N}$	400.0 [mm]
$C_{min,N}$	150.0 [mm]
$A0_{c,N}$	1010025 [mm²]
$A_{c,N}$	1057763 [mm²]
$\Psi_{ec,N}$	0.93
e_N	38.28
$\Psi_{re,N}$	1.00
$\Psi_{s,N}$	1.00
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,c}$	210.9 [kN]
$Ng_{E,d}$	195.5 [kN]

Cedimento per splitting

h_{ef}	335.0 [mm]
h	700.0 [mm]
$S_{cr,sp}$	1005.0 [mm]
$C_{cr,sp}$	502.5 [mm]
$A0_{c,sp}$	1010025 [mm²]
$A_{c,sp}$	1057763 [mm²]
$\Psi_{ec,sp}$	0.93
e_N	38.28
$\Psi_{re,sp}$	1.00
$\Psi_{s,sp}$	1.00
$\Psi_{h,sp}$	1.03
$N_{0Rkc,c}$	349.62 [kN]
$\gamma_{M,sp}$	1.50
$N_{Rd,sp}$	217.2 [kN]
$Ng_{E,d}$	195.5 [kN]

Cedimento per blow-out (spinta a vuoto) locale

h_{ef}	335.0 [mm]
$f_{ck,cube}$	45.0 [N/mm²]
S_1	400 [mm]
C_1	150 [mm]
A_h	3044.2 [mm²]
n	1
$A0_{c,Nb}$	360000 [mm²]
$A_{c,Nb}$	300000 [mm²]
$\Psi_{s,Nb}$	1.00
$\Psi_{ec,Nb}$	0.89
$\Psi_{g,Nb}$	1.00
$\Psi_{ucr,N}$	1.0
$N_{0rk,cb}$	444.1 [kN]
$\gamma_{M,c}$	1.50
$N_{Rd,cb}$	437.7 [kN]
$Ng_{E,d}$	116.5 [kN]

Azione di taglio (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 and ETA)

Valori di progetto

Verifica	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_V[%]	Stato
Rottura per pry-out del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok
Rottura del bordo del calcestruzzo	n/r	n/r	n/r	Ok

Rottura per pry-out del calcestruzzo

$A_{c,N}$	n/a [mm²]
$A0_{c,N}$	n/a [mm²]
$c_{cr,N}$	n/a [mm]
$s_{cr,N}$	n/a [mm]
$h_{ef,N}$	n/a [mm]
k_3	n/a
$N0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c,p}$	n/a
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]
$V_{S,d}$	n/a [kN]

Rottura del bordo del calcestruzzo

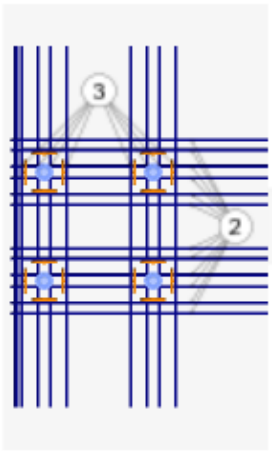
l_f	n/a [mm]
c_1	n/a [mm]
$A_{c,V}$	n/a [mm²]
$A0_{c,V}$	n/a [mm²]
$\Psi_{s,V}$	n/a
$\Psi_{h,V}$	n/a
$\Psi_{a,V}$	n/a
$\Psi_{ec,V}$	n/a
$\Psi_{re,V}$	n/a
$V0_{Rk,c}$	n/a [kN]
$\gamma_{M,c}$	n/a
$V_{Rd,c}$	n/a [kN]
Vg_{Ed}	n/a [kN]

Verifica del cedimento dell'armatura aggiuntiva (CEN/TS 1992-4-2:2009, Sezioni 6.2 e 6.3)

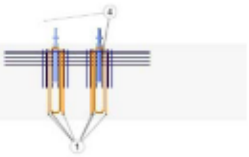
Tipo	Carico [kN]	Capacità [kN]	Utilizzo β_w[%]	Stato
Cono di calcestruzzo	116.5	415.2	28	Ok
Splitting	97.8	196.7	50	Ok

Armatura Aggiuntiva per Tirafondo

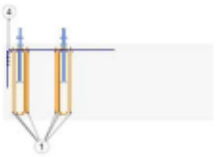
Vista in Piano



Vista Asse-x



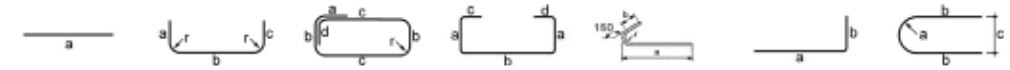
Vista Asse-y



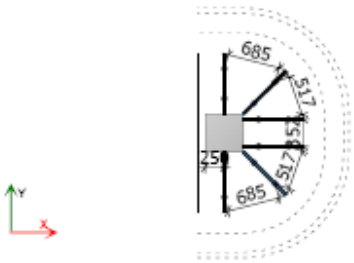
Dati d'armatura

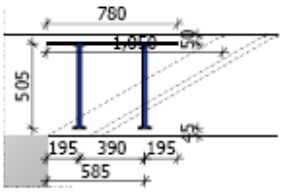
Pos	Tipo di Piegatura	ø [mm]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	r [mm]	L [mm]	pcs	[kg]/ pcs	[kg]
1	C	14	168	97	611	168	28	1,612	16	1.95	31.2
2	L	12	351	989	0	0	24	1,317	12	1.17	14.04
3	A	12	1,329	0	0	0	24	1,329	8	1.18	9.45
4	D	12	1,341	12	0	0	24	1,305	4	1.16	4.64
										Peso totale :59.33	

Piegatura Tipo A Piegatura Tipo B Piegatura Tipo C Piegatura Tipo D Piegatura Tipo E Piegatura Tipo L Piegatura Tipo U



Verifica a punzonamento





6xPSB-25/505-2/780(195/390/195)

Materiali

Classe di Calcestruzzo C35/45			f_{cd} =	23.3 MPa
Armatura a Flessione B500B			$f_{yd,ber}$ =	434.8 MPa

Geometria

Spessore piastra	h_d =	600 mm			
Altezza utile della piastra	d_x =	538 mm		d_y =	513 mm
Copriferro dell'armatura	c_u =	50 mm		c_o =	50 mm
Percentuale d'armatura	ρ_x =	0.61 %		ρ_y =	0.64 %
Area di armatura	A_{sx} =	3,272 mm		A_{sy} =	3,272 mm
Barre di armatura	$Ø_x$ =	25/150 mm		$Ø_y$ =	25/150 mm
Colonna quadrata	a =	500 mm			
Luogo		Bordo Sinistro Centro			
Distanza al bordo	r_a =	100 mm			

Carichi

Carico di punzonamento	V_{Ed} =	1,368.0 kN	Fattore β=	1.40
Forza Dinamica	V_{dyn} =	0.0 kN	V_{Ed}*β =	1,915.2 kN

Perimetro di controllo interno

Lunghezza interna	u_1 =	4,999 mm			
Riduzione della lunghezza	Δu_1 =	0 mm		u_1-Δu_1 =	4,999 mm
	$C_{Rd,c}$ =	0.1177			
Resistenza senza armatura di punzonamento	$v_{Rd,c}$ =	532.0 kN/m²	<	v_{Ed} =	729.8 kN/m²
Resistenza con armatura a punzonamento	$v_{Rd,max}$ =	1,042.7 kN/m²	>	v_{Ed} =	729.8 kN/m²

Perimetro di controllo esterno

Distanza	$l_{a,req}$ =	513 mm	<	$l_{a,prov}$ =	585 mm
Lunghezza del perimetro esterno richiesta	$u_{out,req}$ =	5,784 mm	<	$u_{out,prov}$ =	6,012 mm
	$C_{Rd,c,out}$ =	0.12		β_{red} =	1.10
Resistenza del perimetro esterno	$v_{Rd,c,out}$ =	542.3 kN/m²	>	v_{Ed} =	476.8 kN/m²

Armatura a Punzonamento

Armatura di Progetto Primo listello			6xPSB-25/505-2/780(195/390/195)	
Resistenza dell'armatura	$V_{Rk,sy}$ =	1,932.9 kN	>	V_{Ed}*β = 1,915.2 kN

10.4. Verifiche agli stati limite di esercizio

Nella tabella seguente sono indicate tutte le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite di esercizio, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TABELLA 10-7 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLE

SLE RARA							
Combinazioni	G1	G2	Q1	Q2	Q4X	Q4Y	Q4cop
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Vento x	Vento y	Vento z
SLE 1	1	1	1	0.5	0.6	0	0.6
SLE 2	1	1	1	0.5	0	0.6	0.6
SLE 3	1	1	0.7	1	0.6	0	0.6
SLE 4	1	1	0.7	1	0	0.6	0.6
SLE 5	1	1	0.7	0.5	1	0	1
SLE 6	1	1	0.7	0.5	0	1	1
SLE FREQUENTE							
Combinazioni	G1	G2	Q1	Q2	Q4X	Q4Y	Q4cop
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Vento x	Vento y	Vento z
SLE 7	1	1	0.5	0	0	0	0
SLE 8	1	1	0.3	0.2	0	0	0
SLE 9	1	1	0.3	0	0.2	0	0.2
SLE 10	1	1	0.3	0	0	0.2	0.2
SLE QUASI PERMANENTE							
Combinazioni	G1	G2	Q1 - qt	Q2	Q3	Q4X	Q4Y
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-uffici	Neve	Termica	Vento x	Vento y
SLE 11	1	1	0.3	0	0	0	0

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni più gravose per le colonne e le fondazioni dei diversi blocchi.

Blocco A									
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
601	0	SLE 6	Combination	-257.76	-7.44	31.01	-8.29	49.45	-20.82
605	0	SLE 5	Combination	-253.11	29.20	0.00	6.35	0.00	57.39
599	0	SLE 4	Combination	-508.00	7.72	3.02	-0.46	12.52	21.65
602	0	SLE FR 9	Combination	-240.45	11.36	0.00	-7.41	0.00	22.41
595	0	SLE FR 9	Combination	-245.11	-7.03	-1.81	7.79	-7.51	-19.72
599	0	SLE FR 9	Combination	-465.77	7.03	-0.57	-0.41	-2.36	19.72
595	0	SLE QP 11	Combination	-244.41	-7.01	-1.81	7.77	-7.49	-19.66
Blocco B									
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
593	0	SLE 6	Combination	-420.55	0.00	49.90	0.00	81.40	0.00
587	0	SLE 3	Combination	-539.06	6.29	0.00	-1.84	0.00	22.10
591	0	SLE 4	Combination	-833.67	0.00	5.80	0.00	26.69	0.00
583	0	SLE FR 9	Combination	-252.63	-5.49	0.00	12.20	0.00	-19.27
583	0	SLE FR 10	Combination	-252.63	-5.49	4.82	12.20	10.96	-19.27
591	0	SLE FR 8	Combination	-697.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
583	0	SLE QP 11	Combination	-245.83	-5.32	0.00	11.83	0.00	-18.68
Blocco C									
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
18	0	SLE 6	Combination	-524.47	0.00	81.95	0.00	192.36	0.00
562	0	SLE 5	Combination	-311.77	-4.52	0.00	14.44	0.00	-20.88
17	0	SLE 5	Combination	-1010.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0	SLE FR 10	Combination	-451.90	0.00	16.39	0.00	38.47	0.00
562	0	SLE FR 10	Combination	-273.37	-3.87	6.56	12.38	20.65	-17.89
16	0	SLE FR 9	Combination	-864.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
562	0	SLE QP 11	Combination	-266.25	-3.75	0.00	11.99	0.00	-17.34
Blocco D									
Frame	**Station**	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**P [kN]**	**V2 [kN]**	**V3 [kN]**	**M2 [kNm]**	**M3 [kNm]**
671	0	SLE 5	Combination	-995.85	69.07	-0.03	-8.68	-0.06	201.55
683	0	SLE 6	Combination	-1013.00	-0.02	53.04	-0.02	140.69	-0.05
681	0	SLE 6	Combination	-1840.74	0.02	27.95	0.00	126.34	0.05
687	0	SLE FR 10	Combination	-894.98	-9.82	4.95	-0.75	22.38	-32.16
683	0	SLE FR 10	Combination	-911.84	-0.03	10.68	-0.04	28.28	-0.07
679	0	SLE FR 10	Combination	-1638.42	0.03	5.50	0.00	25.08	0.07
689	0	SLE QP 11	Combination	-882.26	-9.73	-0.02	0.69	-0.03	-31.71

TABELLA 10-8 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLE DELLE SOLLECITAZIONI NELLE COLONNE

Tipo	OutputCase	CaseType	StepType	M11 [kNm]	M22 [kNm]
Plinto	INV_RARA	Combination	Max	317.46	319.8
	INV_FREQUENTE	Combination	Max	193.325	194.75
	INV_QUASI PERM.	Combination	Max	172.975	174.25
Fondazione	INV_RARA	Combination	Max	195	530.4
	INV_FREQUENTE	Combination	Max	118.75	323
	INV_QUASI PERM.	Combination	Max	106.25	289

TABELLA 10-9 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLE DELLE SOLLECITAZIONI NELLE FONDAZIONI

Di seguito si riportano in figura le deformazioni massime ottenute dall'analisi per lo stato limite di esercizio in combinazione quasi permanente e per lo stato limite di vita e di danno.

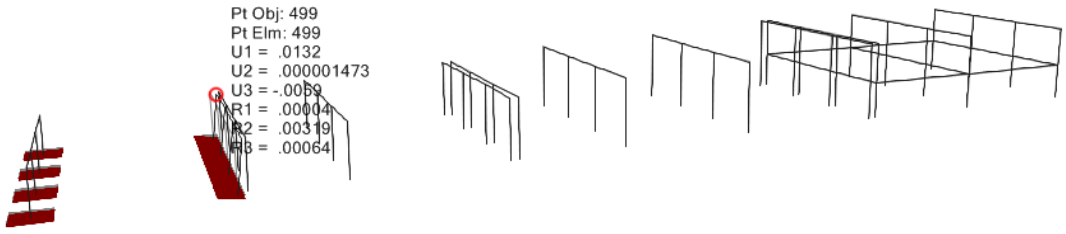


FIGURA 10.29 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE DI ESERCIZIO QUASI PERMANENTE

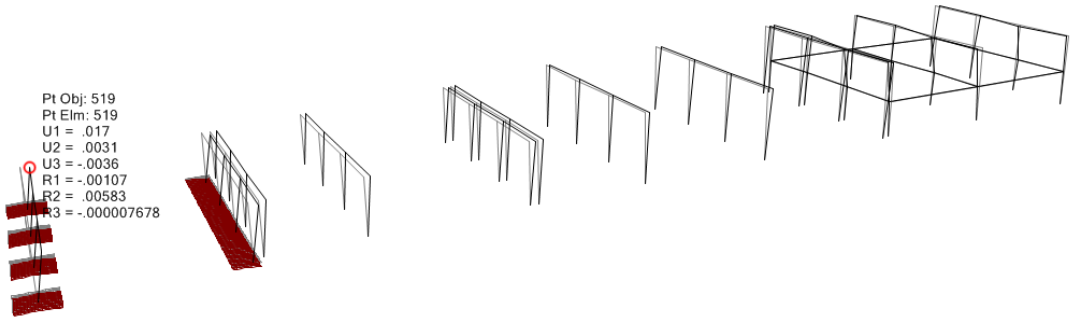


FIGURA 10.30 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLV X

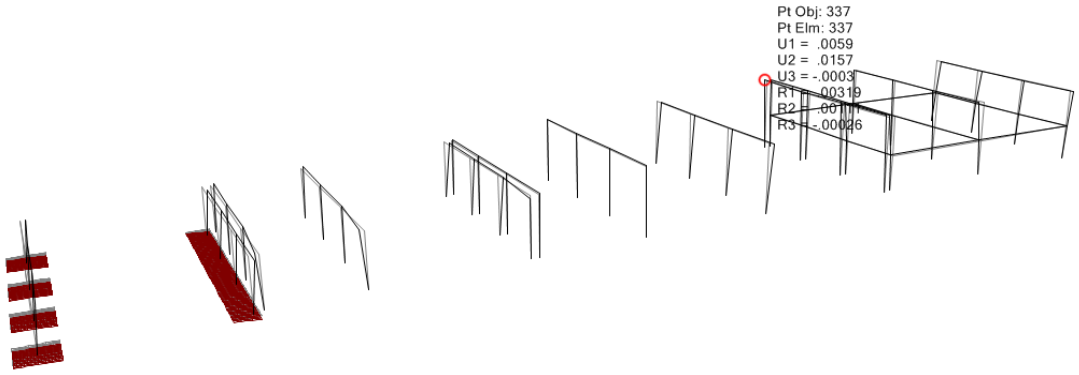


FIGURA 10.31 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLV Y

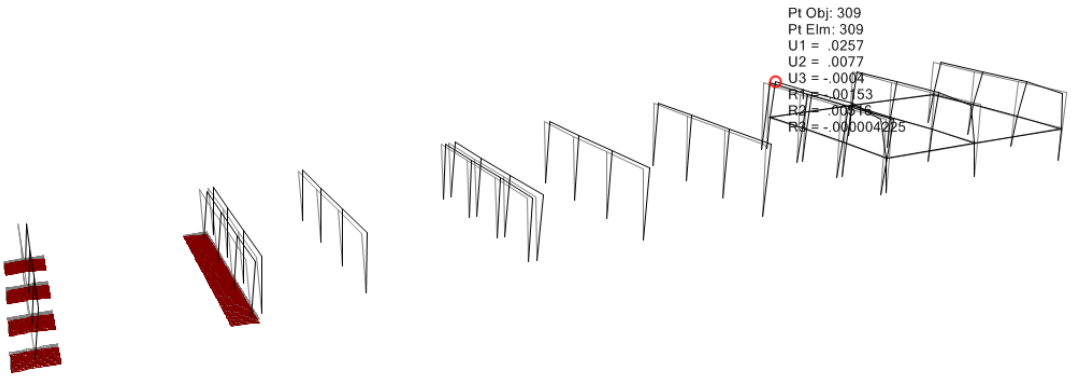


FIGURA 10.32 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLD X

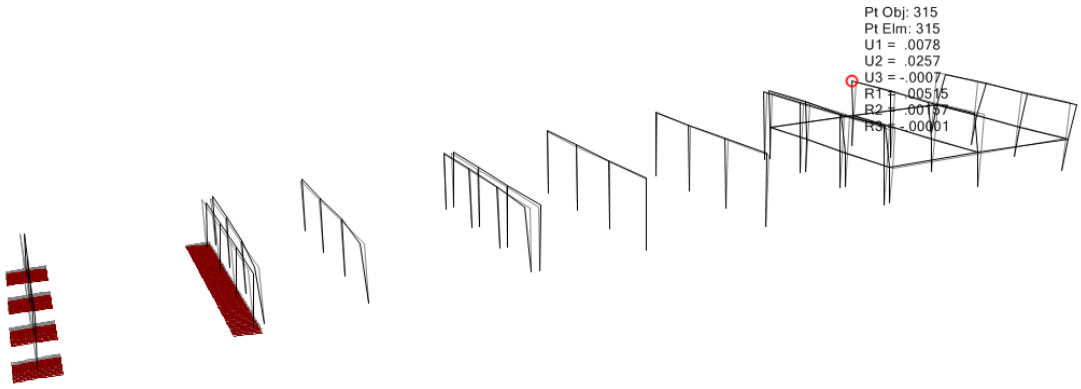


FIGURA 10.33 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLD Y

10.4.1. Deformabilità della struttura

Secondo la definizione della normativa in vigore, nello stato limite di danno (SLD), caratterizzato da una probabilità di superamento nel periodo di riferimento del 63%, a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, inclusi gli elementi strutturali e non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nel seguito sono riportati gli spostamenti massimi risultati dall'analisi.
Le deformazioni e gli spostamenti ottenuti nello stato limite di danno dovranno essere tali da non compromettere l'integrità dei pannelli di facciata e degli impianti.

Blocco A					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.5	1.5	0.0043	0.005
350					
	P0	0			
Blocco B					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.0	1.0	0.0022	0.005
450					
	P0	0			
Blocco C					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.75	1.75	0.0032	0.005
550					
	P0	0			
Blocco D					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	2.5	1.7	0.0047	0.005
360					
	P1	0.8	0.8	0.0022	
360					
	P0	0			

TABELLA 10-10 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI SPOSTAMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI PER LO STATO LIMITE DI DANNO IN DIREZIONE X (SLD X)

Blocco A					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	0.9	0.9	0.0026	0.005
350					
	P0	0			
Blocco B					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.2	1.2	0.0027	0.005
450					
	P0	0			
Blocco C					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	2.4	2.4	0.0044	0.005
550					
	P0	0			
Blocco D					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	2.58	1.78	0.0049	0.005
360					
	P1	0.8	0.8	0.0022	
360					
	P0	0			

TABELLA 10-11 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI SPOSTAMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI PER LO STATO LIMITE DI DANNO IN DIREZIONE Y (SLD Y)

I giunti previsti per i pannelli di tamponamento hanno dimensione pari a 5 cm.
Le distanze dei pilastri in sommità di due blocchi attigui risultano pari almeno a 25 cm.
I giunto previsti nell'impalcato hanno dimensione di 5 cm.

Il massimo spostamento in condizioni sismiche tra due blocchi attigui è:
$\Delta x = d_1 + d_2 = 2.5 + 1.75 = 4.25 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$

I giunti risultano verificati e sono dimensionati per non creare effetti di martellamento tra le strutture.

10.4.2. Verifiche tensionali e di fessurazione negli elementi strutturali

10.4.2.1 Pilastri

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

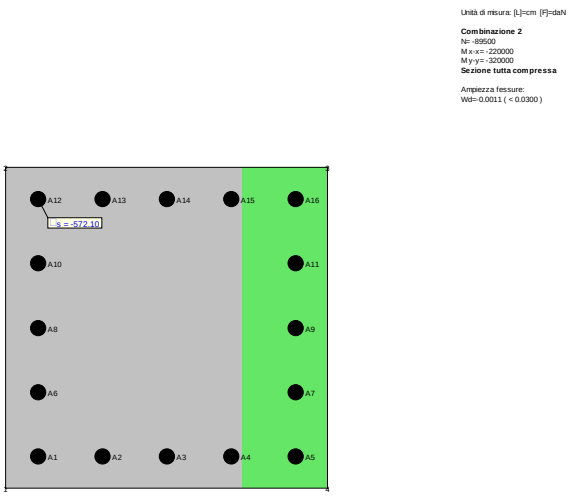
SLE RARA
N_{sd} = -995 kN
M_{xx} = 201 kNm
M_{yy} = 0 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = -882 kN
M_{xx} = 32 kNm
M_{yy} = 0 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 27.4 MPa > 9.6 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 20.5 MPa > 3.4 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 60 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -895 kN
M_{xx} = 22 kNm
M_{yy} = 32 kNm



Armature efficaci: Area totale = 22,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 670 cm^2 ρ_{eff} = 0,034

Tensione baricentrica = 15 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,40 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000046 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 25,4 cm

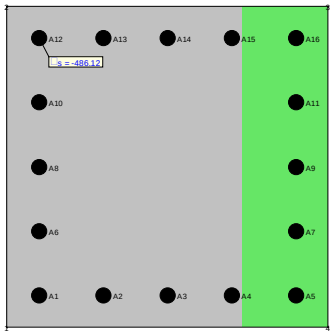
Ampiezza fessure w_d = 0,0011 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = -882 kN

M_{xx} = 32 kNm

M_{yy} = 0 kNm



Armature efficaci: Area totale = 22,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 670 cm^2 ρ_{eff} = 0,034

Tensione baricentrica = 22 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,40 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000065 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 25,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0016 (<0,02)

10.4.2.2 Plinto di fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

M_{xx} = 320 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

M_{xx} = 175 kNm

Le tensioni di verifica sono

$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.7 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 50 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

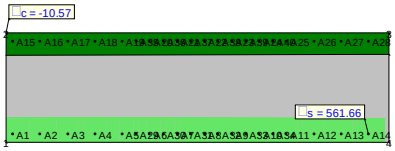
M_{xx} = 195 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
M x-x= -1950000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-140.00 y=63.59
a x=140.00 y=64.14

J n-n= 3026473.00
S n-n= 44173.93
b n-n= 280.00

Ampiezza fessure:
Wd=0.0077 (< 0.0300)



Armature efficaci: Area totale = 50,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 4997 cm^2 ρ_{eff} = 0,0102

Tensione baricentrica = 56 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,80 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

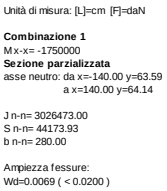
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

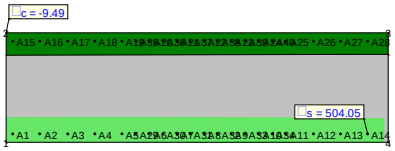
Deformazione media ε_{sm}= 0,000164 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 47,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0077 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 175 kNm





Armature efficaci: Area totale = 50,9 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 4997 cm^2 ρ_{eff} = 0,0102

Tensione baricentrica = 50 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,80 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000147 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 47,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0069 (<0,02)

10.4.2.3 Trave di fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA
M_{xx} = 530 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
M_{xx} = 290 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 2.8 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 1.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 138 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

M_{xx} = 323 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
M x-x= -3230000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-125.00 y=62.24
a x=125.00 y=62.80

J n-n= 3266397.00
S n-n= 47938.58
b n-n= 250.00

Ampiezza fessure:
Wd=0.0111 (< 0.0300)



Armature efficaci: Area totale = 56,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 4696 cm^2 ρ_{eff} = 0,012

Tensione baricentrica = 84 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

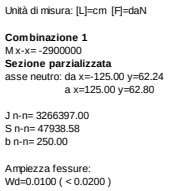
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000245 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 45,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0111 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 290 kNm





Armature efficaci: Area totale = 56,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 4696 cm^2 ρ_{eff} = 0,012

Tensione baricentrica = 75 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,00 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000220 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 45,4 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0100 (<0,02)

10.4.3. Valutazione dei cedimenti

10.4.3.1 Plinto di fondazione

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.35 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 90/80 = 1.12 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 135 \times 2.8 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0025 \text{ m} = 0.25 \text{ cm}$$

10.4.3.2 Trave di fondazione

Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta: $p = 1.30$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Si procede alla valutazione dell'indice di rigidezza della trave rovescia di fondazione:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot E_0 \cdot l^3 \cdot b}{\left(1 - v_0^2\right) \cdot E_1 \cdot J}$$

Dove:

$$J = \frac{2.5 \cdot 0.8^3}{12} = 0.106667 \text{ m}^4$$

$E_0 = 114$ MPa
$E_1 = 30000$ MPa
$v_0 = 0.27$
Risulta quindi:

$$t_p = \frac{0.785 \cdot 114 \cdot 11^3 \cdot 2.5}{\left(1 - 0.27^2\right) \cdot 30000 \cdot 0.106667} = 100 > 1$$

Definito il parametro α come rapporto tra lunghezza della trave e base risulta:

$$\alpha = \frac{2l}{b} = \frac{21}{2.5} = 8.4 > 20$$

La trave non risulta infinitamente rigida. Si passa a valutare se essa possa essere assimilata a infinitamente flessibile.
Si calcola:

$$L = \left[\frac{2 \times E_1 \times J \times \left(1 - v_0^2\right)}{b \times E_0}\right]^{0.33} = 2.7$$

E si definiscono le seguenti quantità:

$$\beta = \frac{b}{2L} = \frac{2.5}{2 \times 2.7} = 0.46 \qquad 0.3 < \beta < 0.5$$

$$l^* = \frac{l}{L} = \frac{11m}{2.7} = 4.07 \qquad > 3.5$$

La trave è infinitamente flessibile.

Il valore dell'invariante, per travi flessibili rettangolari, dipende dal rapporto 2l/b:

I = 2.10 (valore medio per rapporti 5<2l/b<10)

Il cedimento di una fondazione nastriforme flessibile risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E} I = 130 \times 2.5 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 2.10 = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$$