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

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

STRUTTURE
EDIFICIO A DI BANCHINA
RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-S-C-R-022-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	G. Marcolini	A. Marani	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-S-C-R-022-00.docx

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

PERIZIA DI VARIANTE

STRUTTURE
EDIFICIO A DI BANCHINA
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 8
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO A DI BANCHINA 10
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. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 19
6. MATERIALI 20
   6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 20
   6.2. Calcestruzzo 22
   6.3. Acciaio per calcestruzzo armato 23
   6.4. Resistenza al fuoco delle strutture 23
7. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 27
8. AZIONI SULLA COSTRUZIONE 28
   8.1. Vita utile di progetto 28
   8.2. Analisi dei carichi verticali 28
      8.2.1. Carichi e sovraccarichi permanenti (G) 28
      8.2.2. Sovraccarichi variabili (Q_i) 30
   8.3. Vento (Q3) 31
   8.4. Azione termica (Q4) 32
   8.5. Azione sismica (E) 32
9. FATTORI DI CARICO 39
   9.1. Stato limite ultimo 39
   9.2. Stati limite di esercizio 40
10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO A 41
   10.1. Descrizione del modello 42
   10.2. Applicazione dei carichi 46
   10.3. Verifiche agli stati limite ultimi 50
      10.3.1. Verifica dei solai costituiti da tegoli h=60 cm con cappa di 10 cm 58
      10.3.2. Verifica delle travi 59
      10.3.3. Pilastri 50 cm x 50 cm 62
      10.3.4. Bicchiere di fondazione 68
      10.3.5. Cordolo reggi pannello 71

10.3.6. Collegamenti antisismici tra gli elementi prefabbricati 73
10.4. Verifiche agli stati limite di esercizio 76
10.4.1. Deformabilità della struttura 80
10.4.2. Verifiche tensionali e di fessurazione negli elementi strutturali 82

ELENCO FIGURE

Figura 1.1 - Planimetria generale con ubicazione delle opere in oggetto 8
Figura 2.1 - Planimetria architettonica edificio A 10
Figura 2.2 - Planimetria strutturale edificio A 11
Figura 2.3- Planimetria strutturale edificio A – Divisione in blocchi 11
Figura 2.4- Sezione longitudinale dell'edificio A 11
Figura 2.5- Sezione trasversale dell'edificio A 12
FIGURA 8.1 - SEZIONE TRASVERSALE DEL TEGOLO PREFABBRICATO DI ALTEZZA 60 CM 29
FIGURA 8.2 - SEZIONE TRASVERSALE DEL PACCHETTO DI FINITURA DELLA COPERTURA 29
Figura 8.3 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impiantorispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti. 36
FIGURA 8.4 -Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale 37
Figura 8.5 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale 38
Figura 10.1 - Edificio A-blocco A: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 42
Figura 10.2 - Edificio A-blocco B: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 43
Figura 10.3 - Edificio A-blocco C: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 43
Figura 10.4 - Schema carichi permanenti (dead) su vista 3D dell'edificio A 46
Figura 10.5 - Schema sovraccarichi permanenti (G2) su vista 3D dell'edificio A 47
Figura 10.6 - Schema carico manutenzione su copertura (Q1) vista 3D dell'edificio A 47
Figura 10.7 - Schema carico neve (Q2) su vista 3D dell'edificio A 48
Figura 10.8 - Schema carico vento (Q3) in x su vista 3D dell'edificio A 48
Figura 10.9 - Schema carico vento (Q3) in y su vista 3D dell'edificio A 49
Figura 10.10 - Schema carico vento (Q3) in copertura su vista 3D dell'edificio A 49
Figura 10.11 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momento flettente M3 negli elementi 51
Figura 10.12 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: taglio V2 negli elementi 51
Figura 10.13 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: momento flettente M2 negli elementi 52
Figura 10.14 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: taglio V3 negli elementi 52

Figura 10.15 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLU: sforzo assiale N negli elementi 53
Figura 10.16 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momento flettente M3 negli elementi 53
Figura 10.17 -Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: taglio V2 negli elementi 54
Figura 10.18 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: momento flettente M2 negli elementi 54
Figura 10.19 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: taglio V3 negli elementi 55
Figura 10.20 - Edificio A vista 3D: Inviluppo delle combinazioni agli SLV: sforzo assiale N negli elementi 55
FIGURA 10.21 - DIAGRAMMA DI UTILIZZO PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DEI TEGOLI DI COPERTURA 59
FIGURA 10.22 - DIAGRAMMA DI UTILIZZO PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DELLE TRAVI 60
FIGURA 10.23 - VERIFICA DEI PILASTRI PER LE CONDIZIONI AGLI SLU 67
FIGURA 10.24 - VERIFICA DEI PILASTRI PER LE CONDIZIONI AGLI SLV 67
Figura 10.25 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione di esercizio rara 78
Figura 10.26 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLV X 78
Figura 10.27 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLV Y 79
Figura 10.28 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLD X 79
Figura 10.29 - Edificio A vista 3D: Massimi spostamenti per la combinazione SLD Y 80

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 6.1 - Classi di esposizione ambientale 20
Tabella 6.2 - Classi di esposizione ambientale 21
Tabella 8.1 - Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC) 35
TABELLA 8.2 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO$\xi = 5\%$ 37
Tabella 10.1 - Edificio A - Computo delle masse sismiche da applicare agli Special Joint baricentrici per ogni piano 44
Tabella 10.2-Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU 50
Tabella 10.3-Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLV 50
Tabella 10.4-Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLU delle sollecitazioni nelle colonne 56
Tabella 10.5-Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLV delle sollecitazioni nelle colonne 56
Tabella 10.6-Blocco A-Tabella modi di vibrare della struttura 57
Tabella 10.7-Blocco B-Tabella modi di vibrare della struttura 57
Tabella 10.8-Blocco C-Tabella modi di vibrare della struttura 58
Tabella 10.9- Tabella massa partecipante al sisma nelle 3 direzioni 58
TABELLA 10.10 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLE 76
Tabella 10.11-Tabella riassuntiva degli inviluppi delle combinazioni agli SLE delle sollecitazioni nelle colonne 77
TABELLA 10.12 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI SPOSTAMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI PER LO STATO LIMITE DI DANNO IN DIREZIONE X (SLD X) 81
TABELLA 10.13 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI SPOSTAMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI PER LO STATO LIMITE DI DANNO IN DIREZIONE Y (SLD Y) 81

1. PREMESSA

Scopo di questa relazione è la presentazione delle verifiche di resistenza effettuate per l'edificio A di banchina ubicato in corrispondenza dei cassoni cellulari in radice della banchina petroli a sostegno del rilevato, all'interno della nuova piattaforma multifunzionale di Vado Ligure (si veda la Figura 1.1).

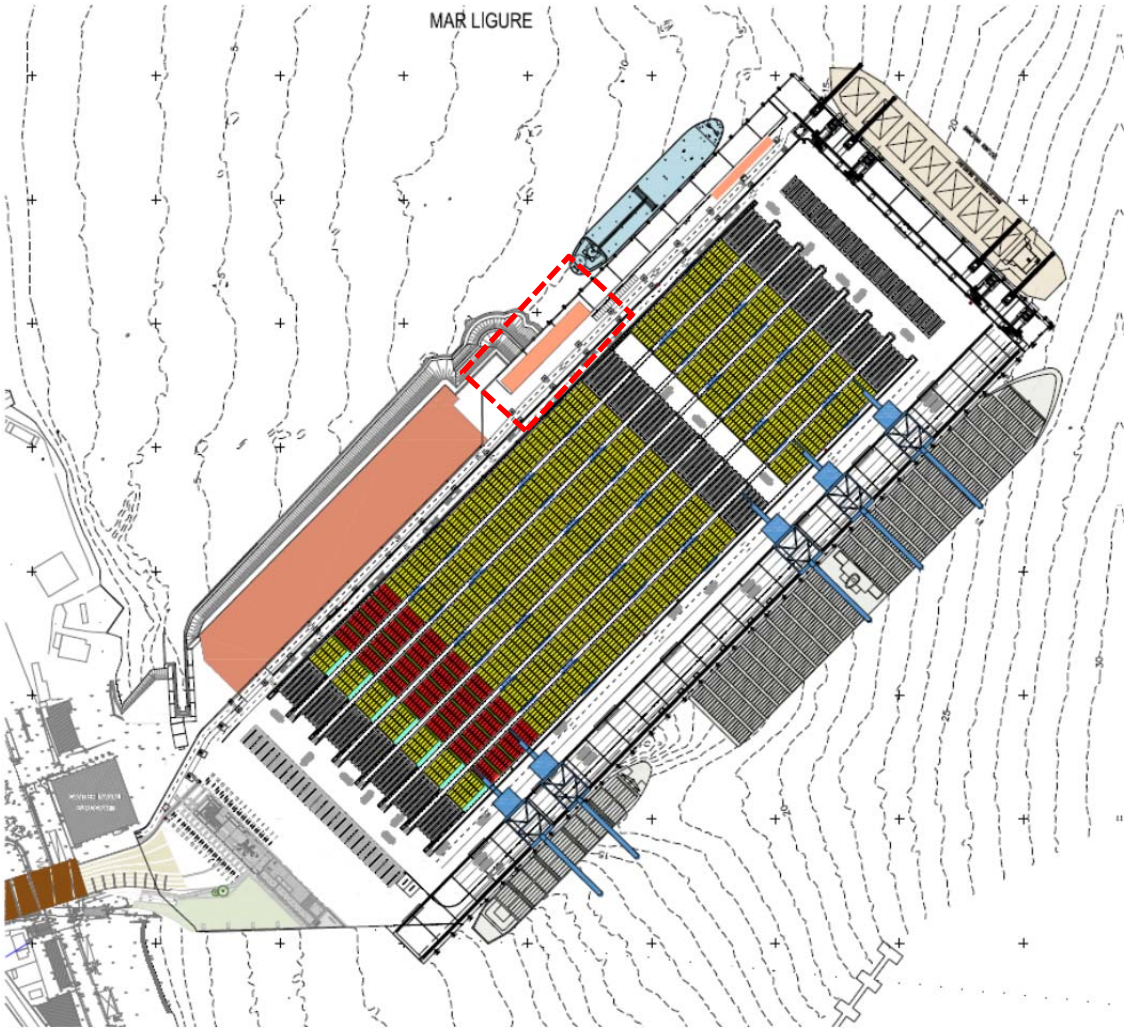


FIGURA 1.1 - PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

Nella presente relazione vengono illustrati:

- le caratteristiche dell'edificio e le diverse tipologie di fondazione (capitolo 2);
- i criteri generali di verifica (capitolo4);
- la stratigrafia di riferimento e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione (capitolo 7);
- i dati di base e le azioni di progetto (capitolo8);
- 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, le cabine delle gru STS e RMG, la cabina del cold ironing, la stanza di gestione unica delle emergenze e la back up server room.
L'edificio consiste in una struttura prefabbricata in c.a.p., di larghezza circa 12.6 m, lunghezza circa 90 m ed altezza 5 m, diviso in tre blocchi che insistono su tre differenti cassoni cellulari:

- Il blocco A, di dimensioni in pianta paria a 29.7 m x 12.6 m, poggia sulla sovrastruttura del cassone reggispinta H11;
- Il blocco B, di dimensioni in pianta paria a 32 m x 12.6 m, poggia sulla sovrastruttura del cassone reggispinta H10;
- Il blocco C, di dimensioni in pianta paria a 27.7 m x 12.6 m, poggia sulla sovrastruttura del cassone reggispinta H9;

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

Di seguito si riportano le planimetrie generali dell'edificio, la suddivisione in blocchi e le sezioni.

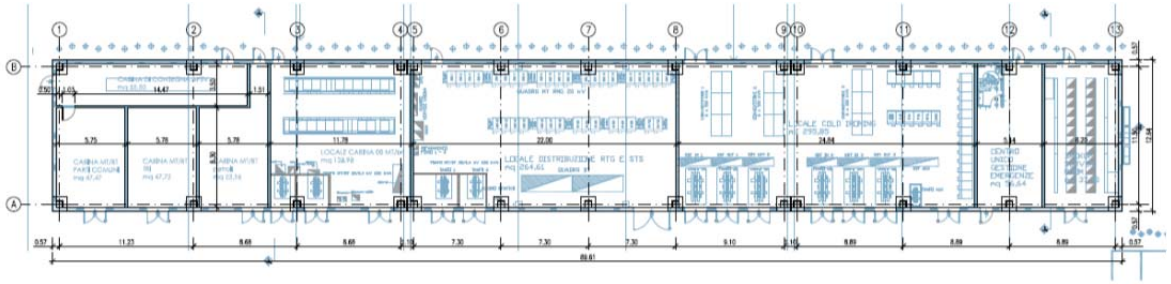


FIGURA 2.1 - PLANIMETRIA ARCHITETTONICA EDIFICIO A

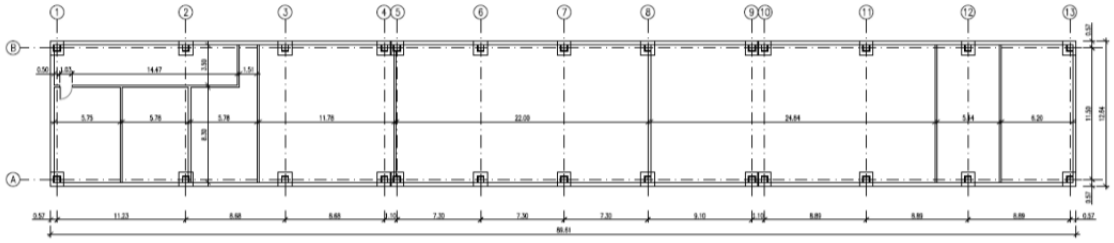


FIGURA 2.2 - PLANIMETRIA STRUTTURALE EDIFICIO A

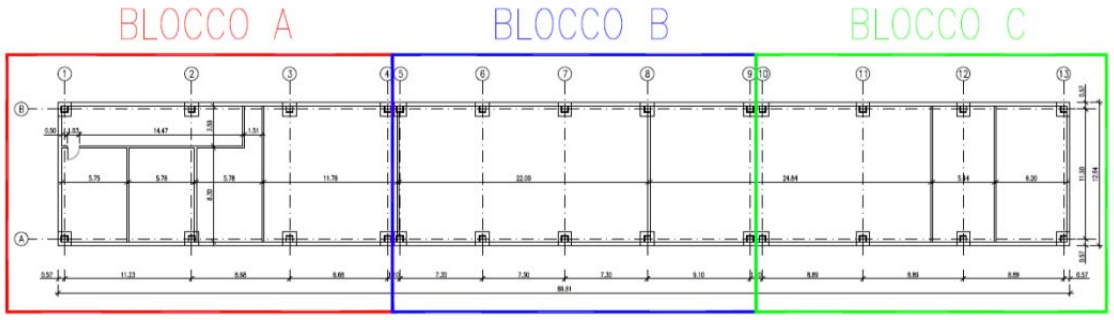


FIGURA 2.3- PLANIMETRIA STRUTTURALE EDIFICIO A – DIVISIONE IN BLOCCHI

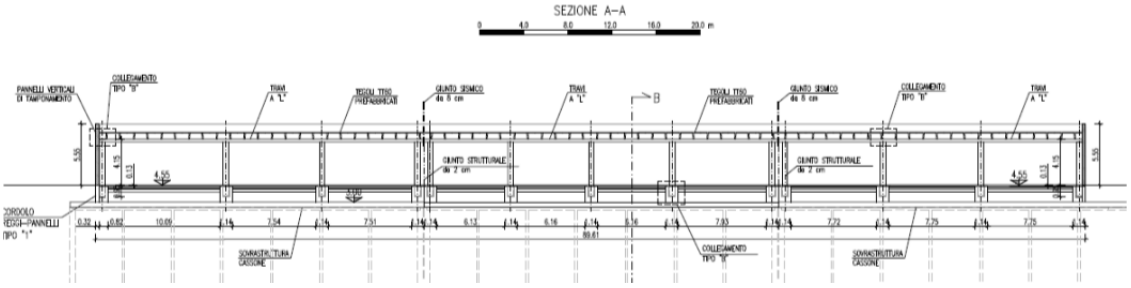


FIGURA 2.4- SEZIONE LONGITUDINALE DELL'EDIFICIO A

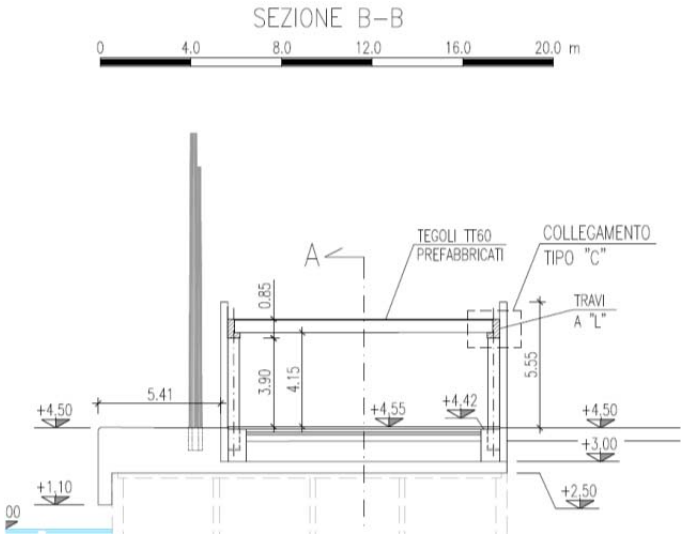


FIGURA 2.5- SEZIONE TRASVERSALE DELL'EDIFICIO A

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.
- DGR 1308 del 24/10/2008.

4. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli ele 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 v17.0 della Computers and StructuresInc., 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 i blocchi A, B e C appoggiano direttamente su strutture rigide come la sovrastruttura del cassone, 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	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	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. 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: $\gamma_{M1} = 1,05$

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 Capitolo4 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 conumidità relativamoderata o alta e clsall'esterno protetto dallapioggia

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2ed 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 tabellaC4.1.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
$R_{ck} \geq$ 55MPa; (C45/55)(classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83 \times 55 = 45.65$ 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:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M = 30.4$MPa

Calcestruzzo per getti integrativi in opera
$R_{ck} \geq$40MPa; (C32/40)(classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2$ 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:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M = 22.1$MPa

Fondazioni:
$R_{ck} \geq$40MPa; (C32/40)(classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2$ 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 $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M$ = 22.1MPa

6.3. Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio preteso intrefoli 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 $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M$= 391MPa

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.

Tra 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

L'intero edificio A poggia direttamente sulla sovrastruttura in c.a. dei cassoni cellulari H9, H10 e H11 a contenimento del rilevato.
La stratigrafia di riferimento pertanto non ha rilevanza e per le verifiche geotecniche e di capacità portante si rimanda alla relazione dei suddetti cassoni cellulari.

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 25kN/m^3.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono di una tipologia:
Travi ad L 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).

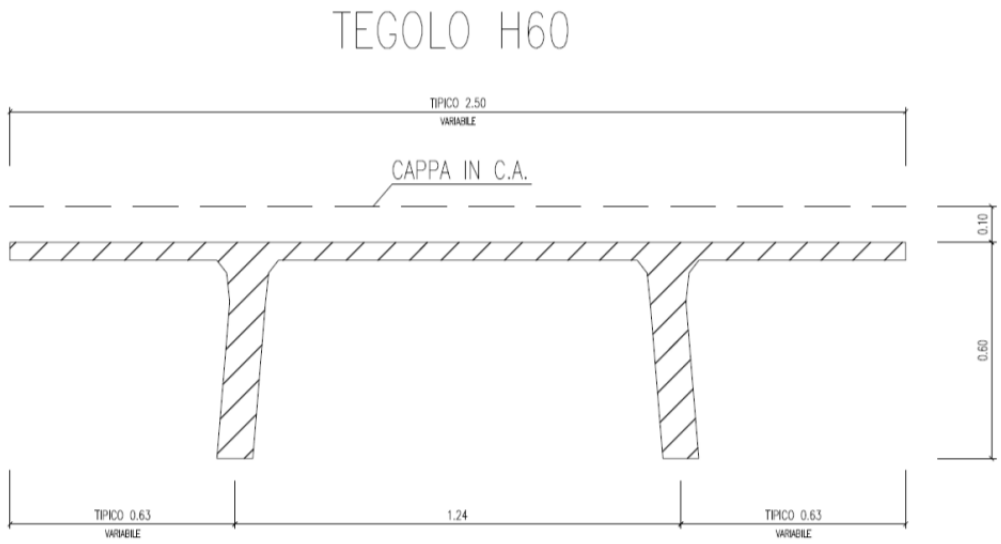


FIGURA 8.1 - SEZIONE TRASVERSALE DEL TEGOLO PREFABBRICATO DI ALTEZZA 60 CM

Le figure riportate sono esemplificative, riportano l'elemento tipico fornito dal costruttore. 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:

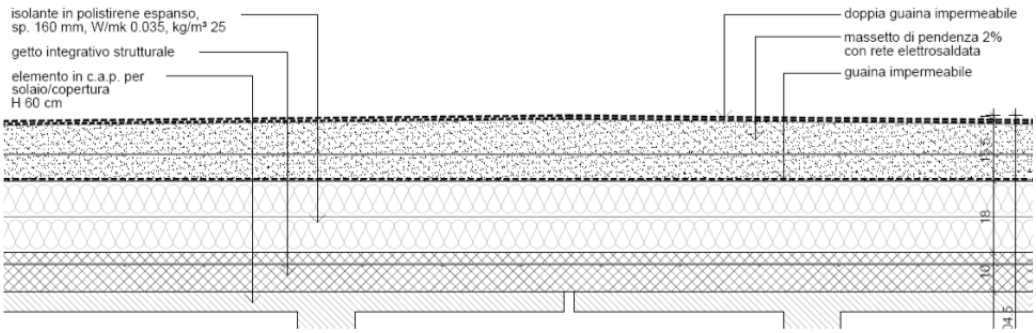


FIGURA 8.2 - SEZIONE TRASVERSALE DEL PACCHETTO DI FINITURA DELLA COPERTURA

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 a piano terra è costituito da una pavimentazione industriale di spessore 13 cm e relativo pacchetto di sottofondo.

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 MI0102-PV-A-U-D-229. 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 5,1 = 28,6 kN/m

8.2.2. Sovraccarichi variabili (Q_i)

Folla (Q1)
Zona copertura accessibile per sola manutenzione q = 0.5 kN/m^2, secondo quanto prescritto dalle NTC al paragrafo 3.1.4, tab.3.1.II.

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^2trattandosi 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. Vento (Q3)

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:

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

$c_e = 2.66$

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.

8.4. Azione termica (Q4)

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.

8.5. 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-4108 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 monodimensionale (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 interru-

zione 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.
$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
$F_0 \rightarrow$ 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, conducealle 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

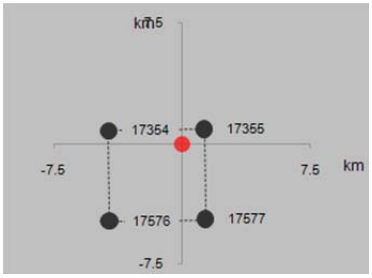


FIGURA 8.3 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTORISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI.

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-4108. 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

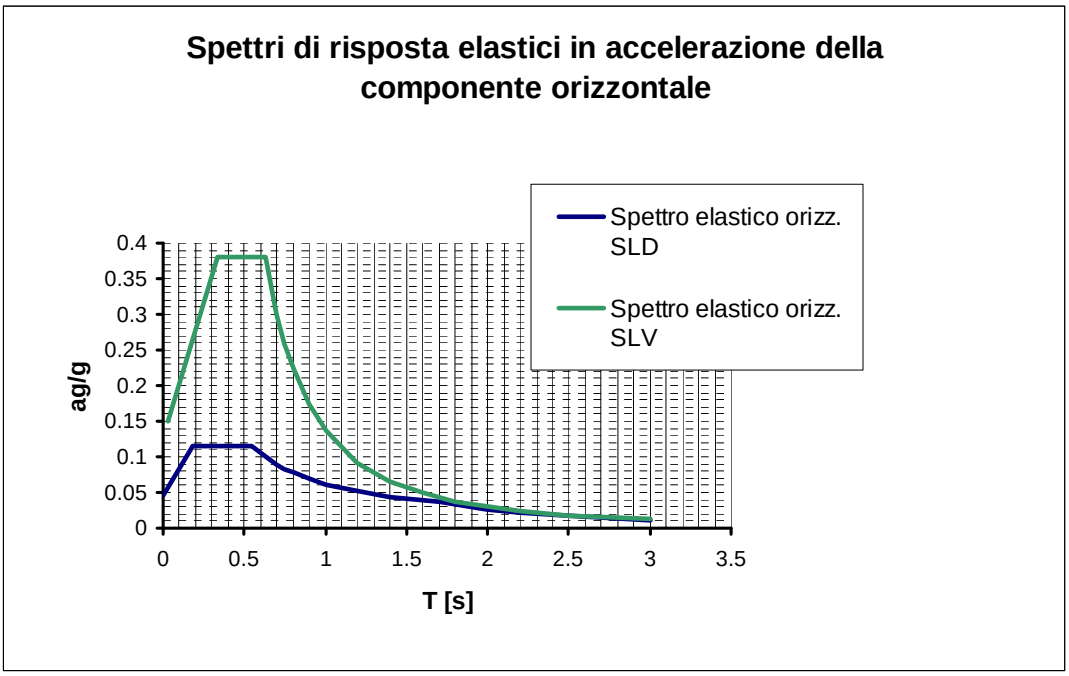


FIGURA 8.4 -Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale

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 valore1 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.

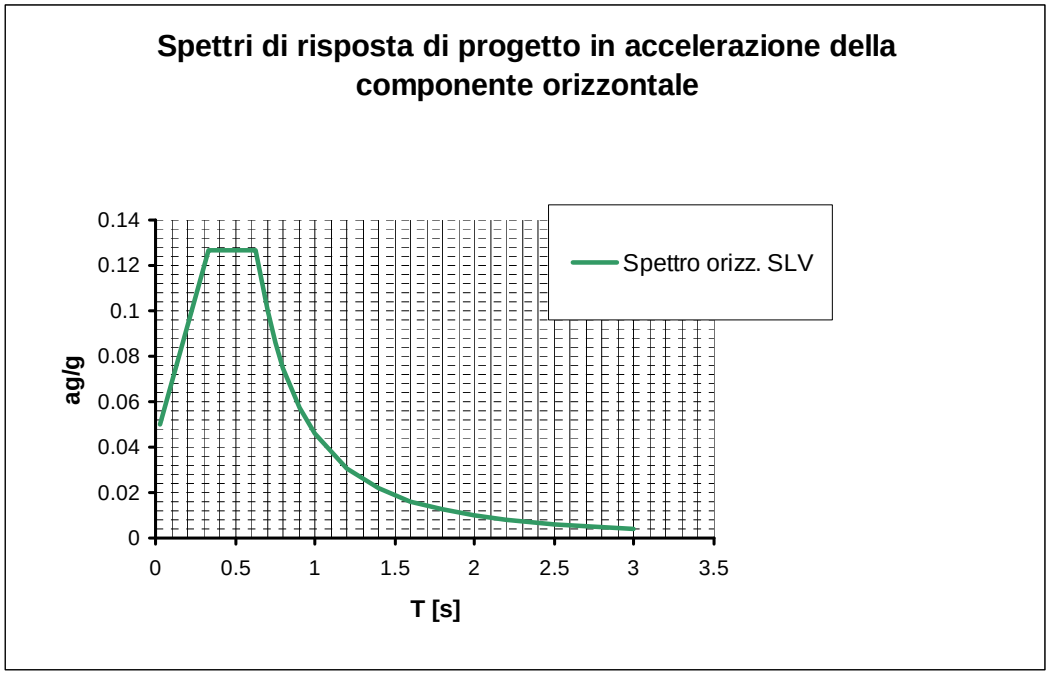


FIGURA 8.5 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

9. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γed il prodotto ψ*γ 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 (copertura)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,0

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 (copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
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 (copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,3}$=0,0

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 (copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,3}$=0,0 $\psi_{2,3}$=0,0

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 (copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0

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.

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 una tipologia: travi laterali costituite da una forma ad L avente altezza pari a 85 cm e base 55 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 della tipologia a bicchiere realizzati direttamente sulla sovrastruttura del cassone, aventi continuità strutturale con la stessa.
I bicchieri hanno dimensioni in pianta pari a 1.14 m x 1.14 m e sono collegati tra loro mediante cordolo reggi-pannello di altezza 1.5 m e spessore 0.3 m.

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.

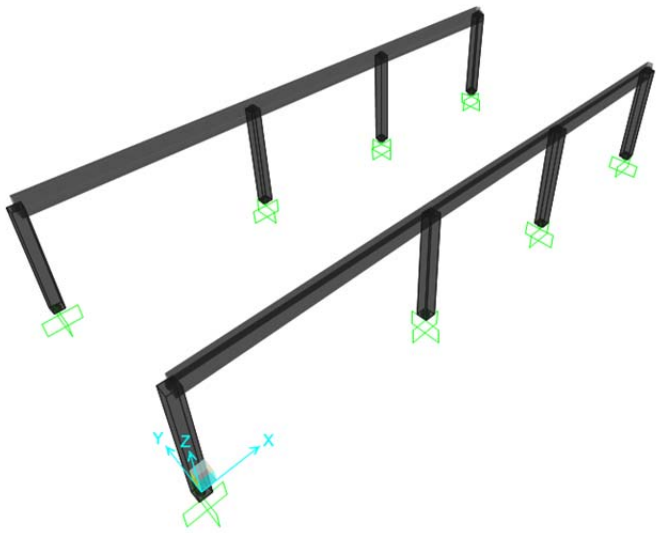


FIGURA 10.1 - EDIFICIO A-BLOCCO A: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

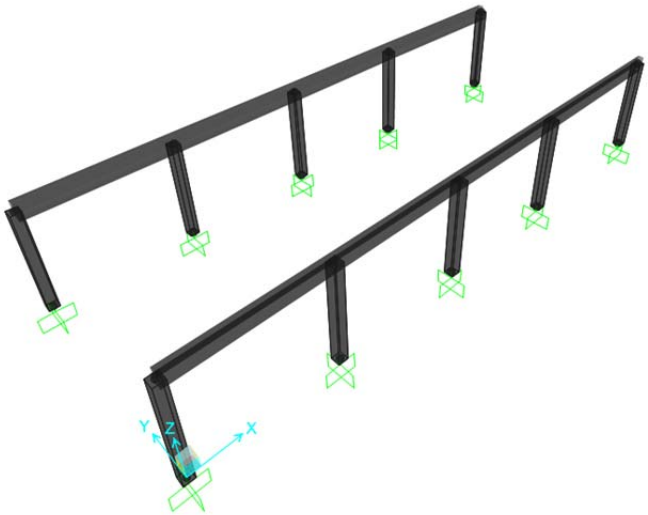


FIGURA 10.2 - EDIFICIO A-BLOCCO B: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

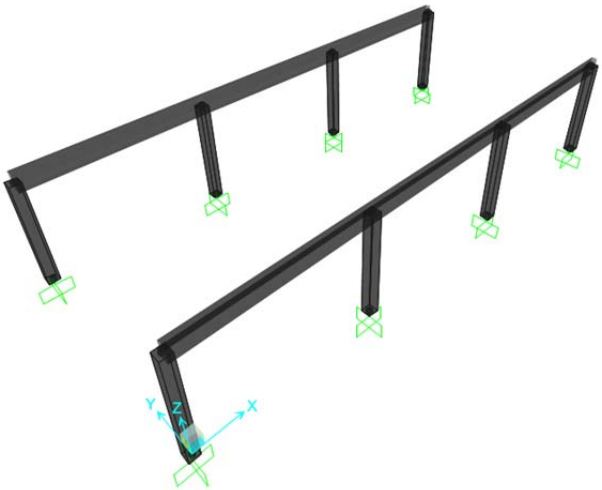


FIGURA 10.3 - EDIFICIO A-BLOCCO C: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

Le fondazioni su terreno sono state modellate mediante incastri.

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	peso unitario	coeff	peso totale	
		m^2	kN/m^2		kN	t
P2 (copertura)						
	carichi permanenti					
	tegoli in c.a.p.	375	5.74		2152.5	
	pannelli	183.5	5.6		1027.6	
	sovraccarichi permanenti	375	2.9		1087.5	
	sovraccarichi accidentali	375	0		0	
					4267.6	427
BLOCCO B						
		area	peso unitario	coeff	peso totale	
		m^2	kN/m^2		kN	t
P2 (copertura)						
	carichi permanenti					
	tegoli in c.a.p.	403	5.74		2313.22	
	pannelli	163	5.6		912.8	
	sovraccarichi permanenti	403	2.9		1168.7	
	sovraccarichi accidentali	403	0		0	
					4394.72	439
BLOCCO C						
		area	peso unitario	coeff	peso totale	
		m^2	kN/m^2		kN	t
P2 (copertura)						
	tegoli in c.a.p.	350	5.74		2009	
	pannelli	174	5.6		974.4	
	sovraccarichi permanenti	350	2.9		1015	
	sovraccarichi accidentali	350	0		0	
					3998.4	400

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 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 $\theta = \frac{360 \cdot 0.015}{37 \cdot 4.0} = 0.036 < 0.1$

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-blocco A, considerato il più esemplificativo, 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.

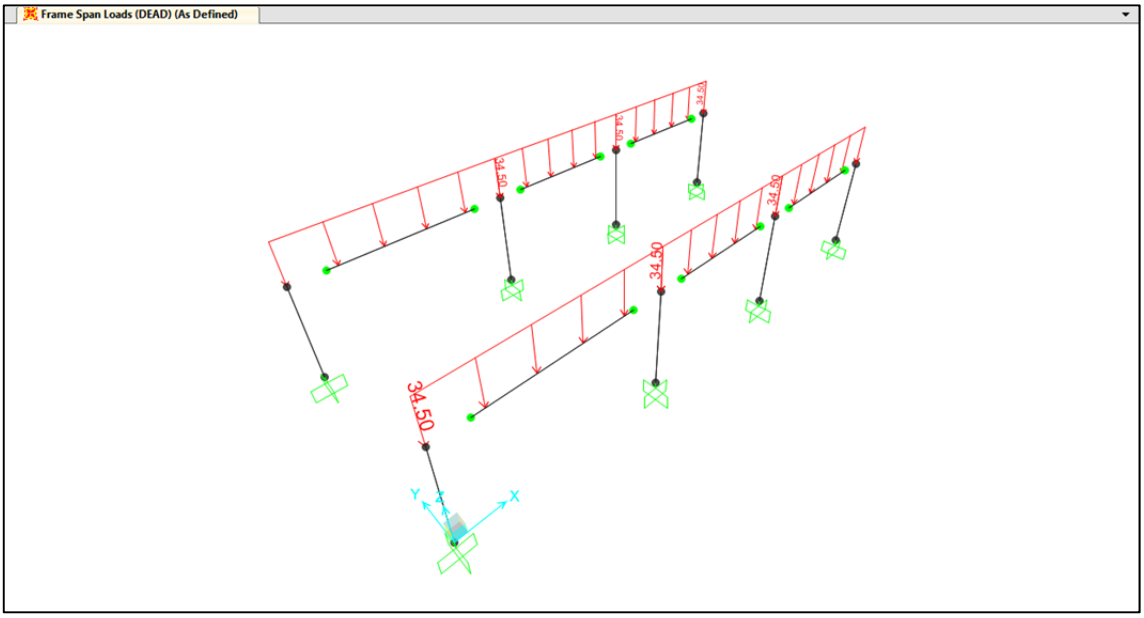


FIGURA 10.4 - SCHEMA CARICHI PERMANENTI (DEAD) SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

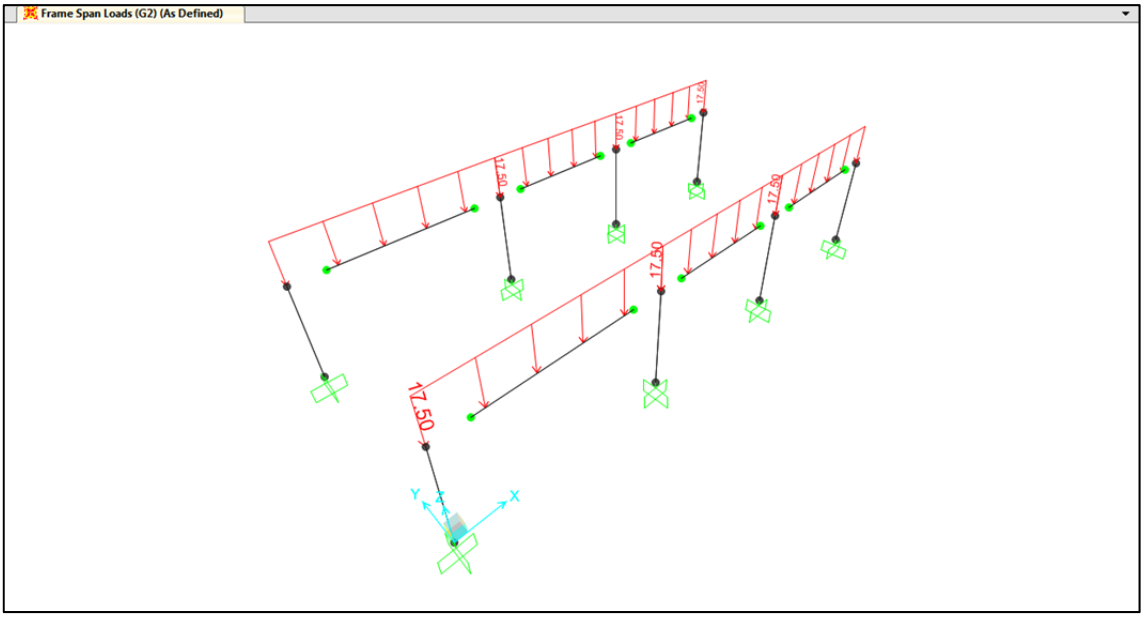


FIGURA 10.5 - SCHEMA SOVRACCARICHI PERMANENTI (G2) SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

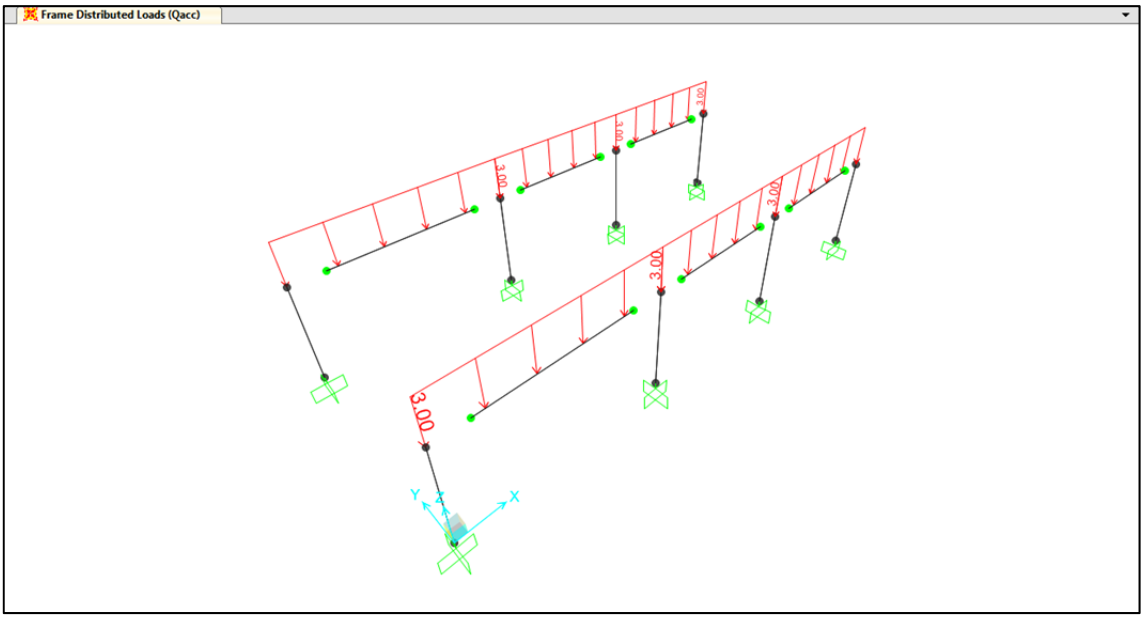


FIGURA 10.6 - SCHEMA CARICO MANUTENZIONE SU COPERTURA (Q1) VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

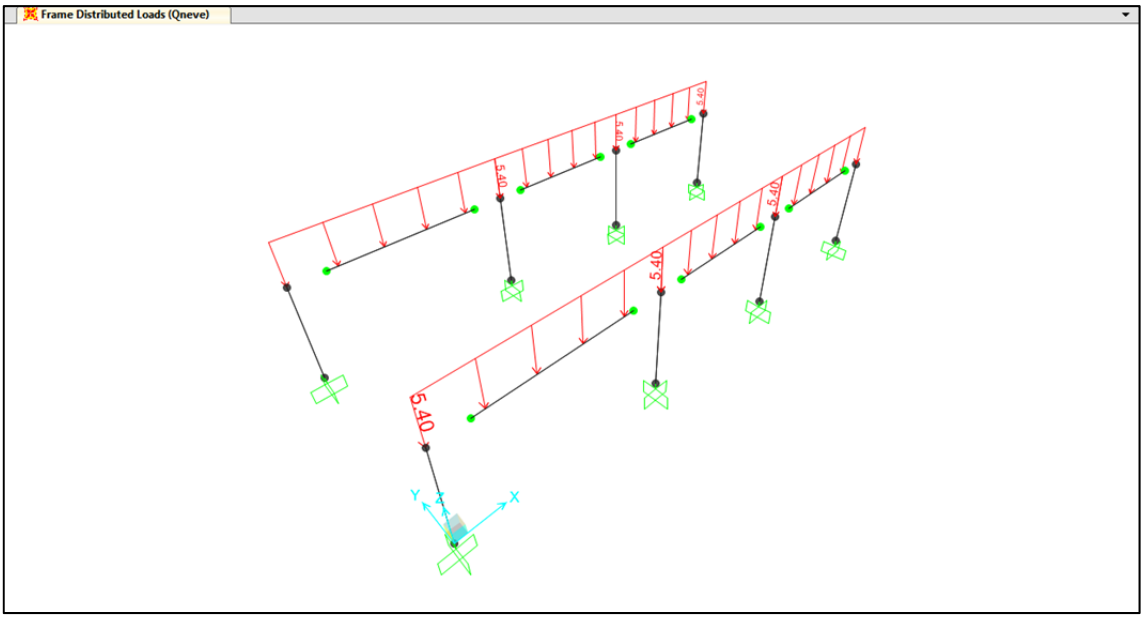


FIGURA 10.7 - SCHEMA CARICO NEVE (Q2) SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

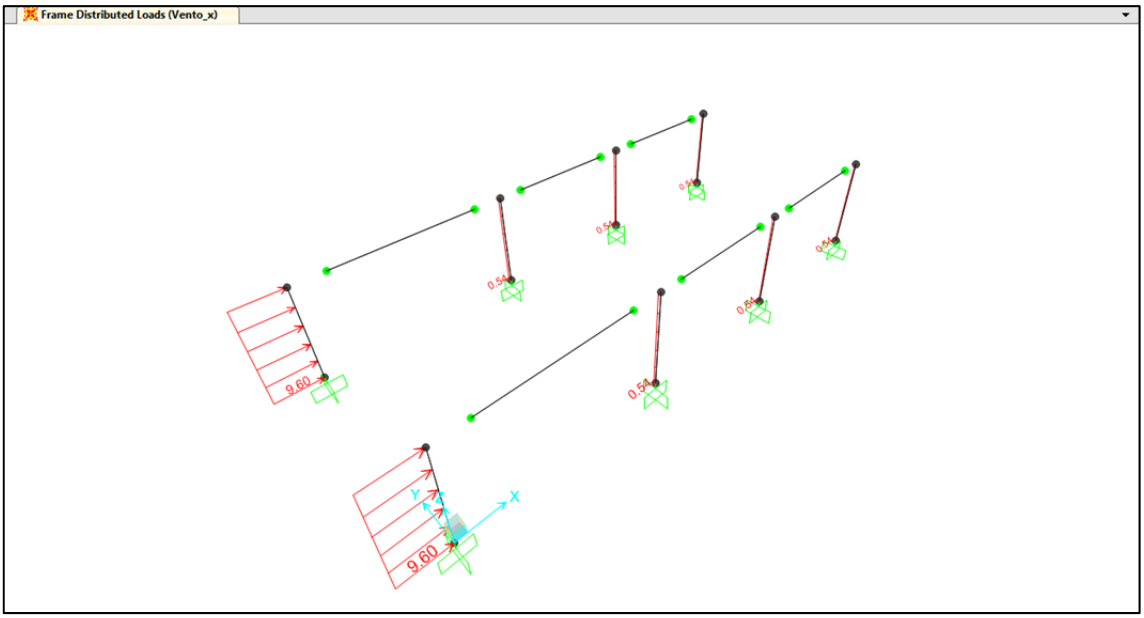


FIGURA 10.8 - SCHEMA CARICO VENTO (Q3) IN X SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

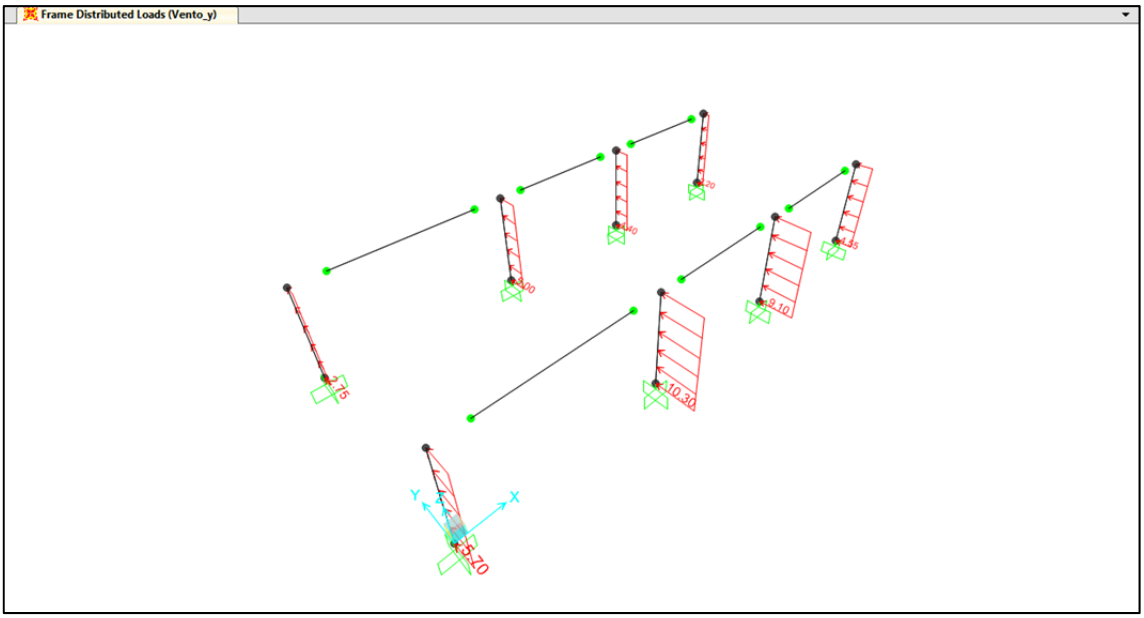


FIGURA 10.9 - SCHEMA CARICO VENTO (Q3) IN Y SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

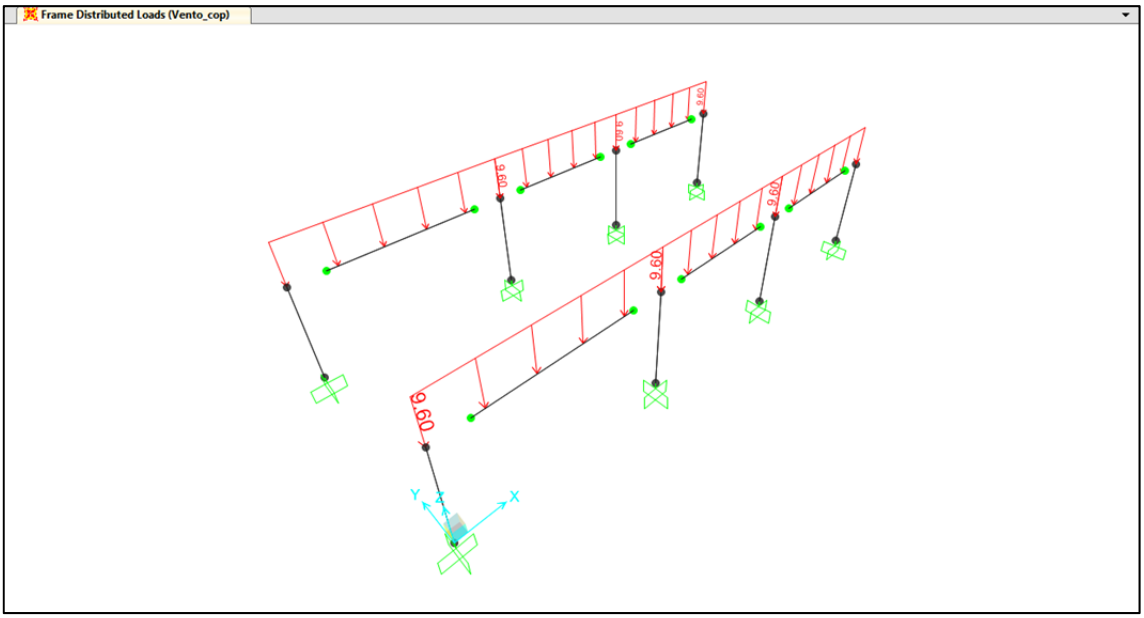


FIGURA 10.10 - SCHEMA CARICO VENTO (Q3) IN COPERTURA SU VISTA 3D DELL'EDIFICIO A

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	Q3X	Q3Y	Q3cop	Q4
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Copertura	Neve	Vento x	Vento y	Vento z	Termica
SLU 1	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0.9	0.9
SLU 2	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0.9	0.9	0.9
SLU 3	1.3	1.5	0	1.5	0.9	0	0.9	0.9
SLU 4	1.3	1.5	0	1.5	0	0.9	0.9	0.9
SLU 5	1.3	1.5	0	0.75	1.5	0	1.5	0.9
SLU 6	1.3	1.5	0	0.75	0	1.5	1.5	0.9

TABELLA 10.3-MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLV

Combinazioni	G1	G2	Q1	Ex	Ey
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Folla-copertura	Sisma x	Sisma y
SLV_X	1	1	0	1	0.3
SLV_Y	1	1	0	0.3	1
SLV_X-ECCX+	1	1	0	1	0.3
SLV_Y-ECCX+	1	1	0	0.3	1
SLV_X-ECCX-	1	1	0	1	0.3
SLV_Y-ECCX-	1	1	0	0.3	1
SLV_X-ECCY+	1	1	0	1	0.3
SLV_Y-ECCY+	1	1	0	0.3	1
SLV_X-ECCY-	1	1	0	1	0.3
SLV_Y-ECCY-	1	1	0	0.3	1

Si riporta una selezione dei diagrammi risultanti per uno dei telai piani tipo che compongono la struttura del corpo di fabbrica A, considerato il più esemplificativo e sollaecitato.

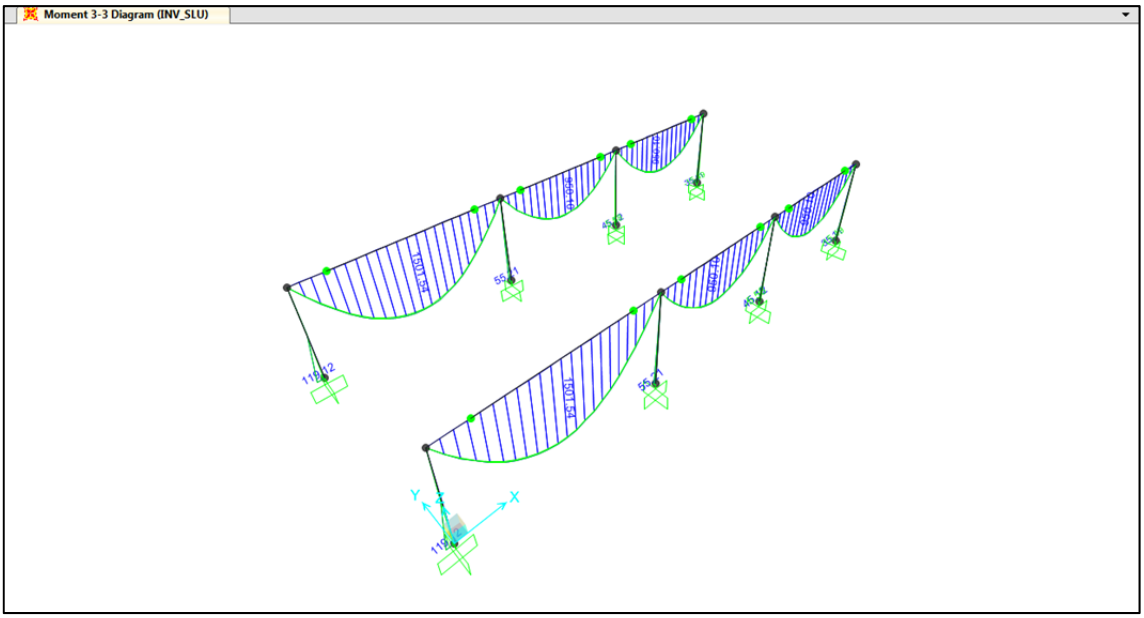


FIGURA 10.11 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO FLETTENTE M3 NEGLI ELEMENTI

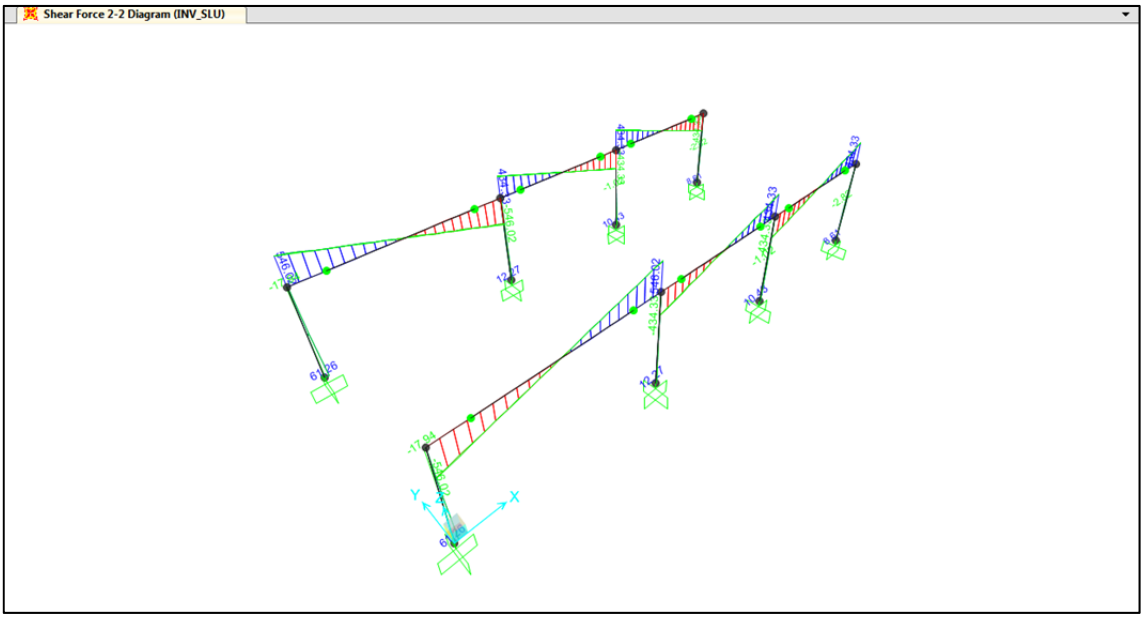


FIGURA 10.12 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: TAGLIO V2 NEGLI ELEMENTI

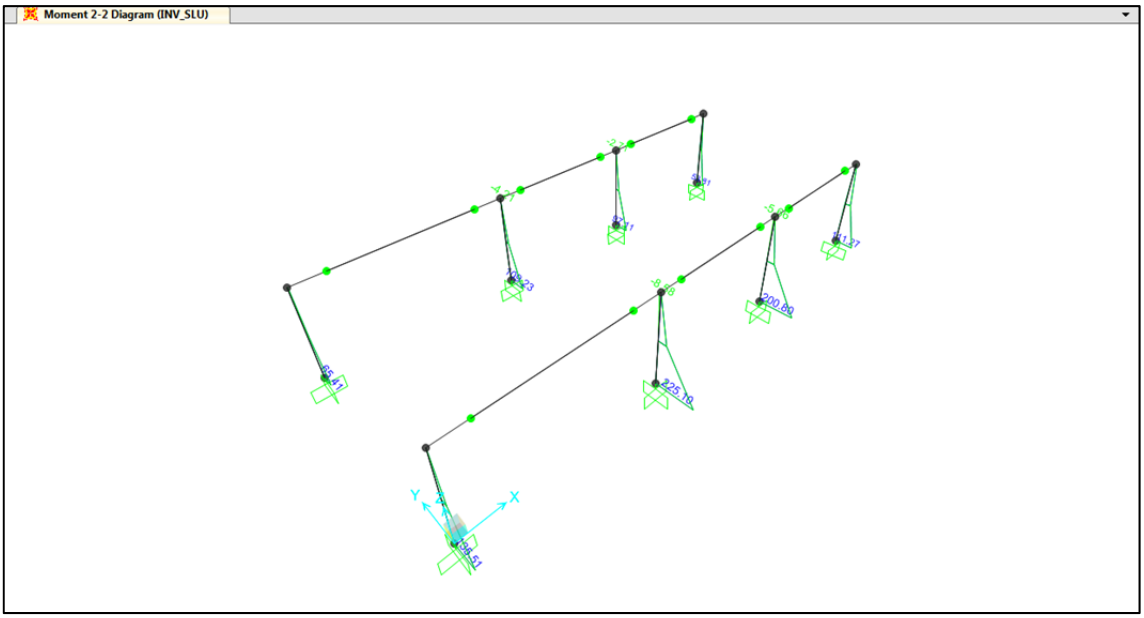


FIGURA 10.13 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: MOMENTO FLETTENTE M2 NEGLI ELEMENTI

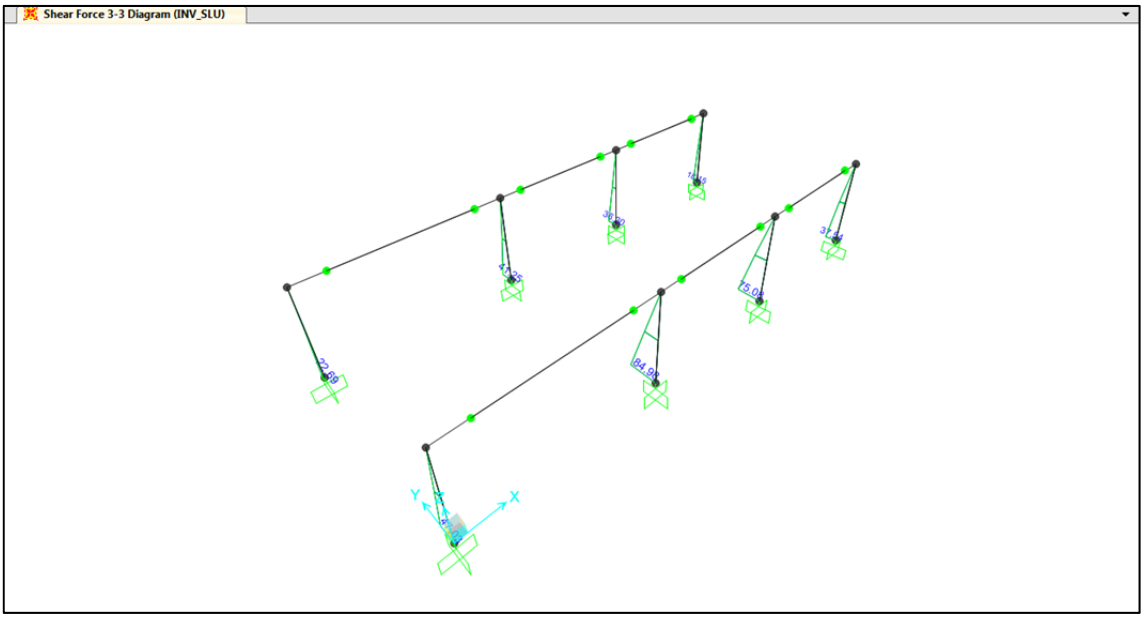


FIGURA 10.14 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: TAGLIO V3 NEGLI ELEMENTI

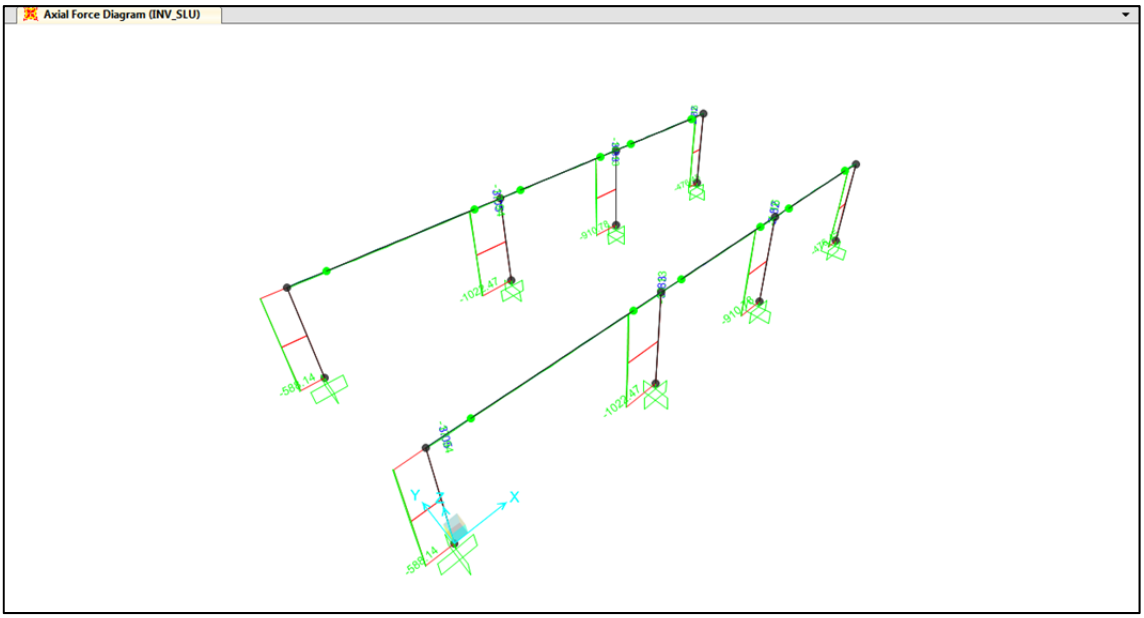


FIGURA 10.15 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU: SFORZO ASSIALE N NEGLI ELEMENTI

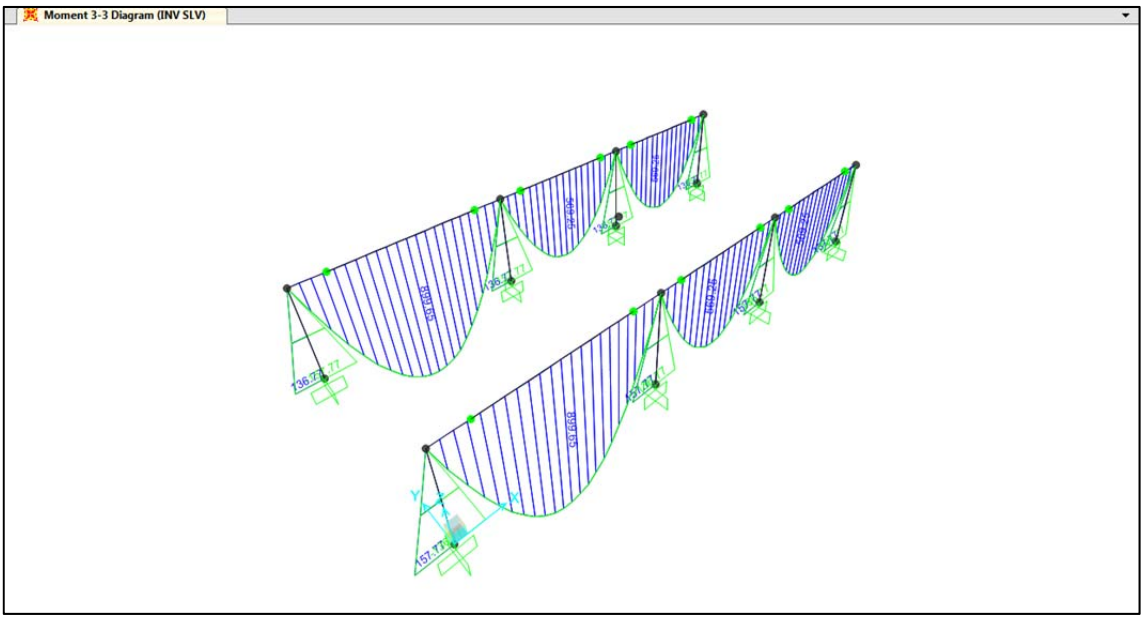


FIGURA 10.16 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO FLETTENTE M3 NEGLI ELEMENTI

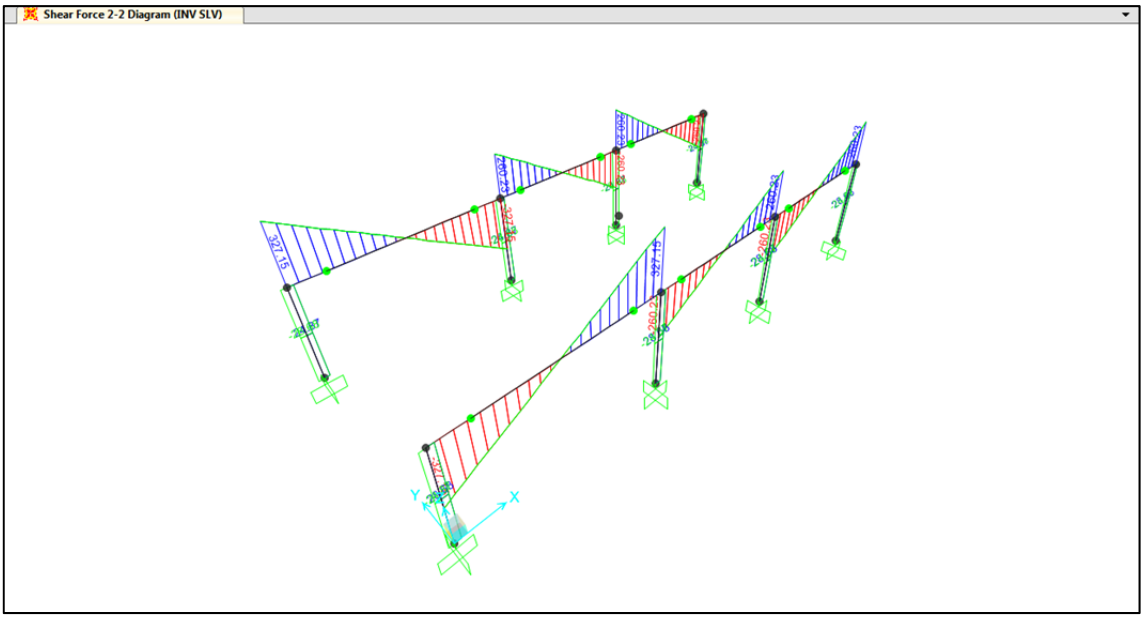


FIGURA 10.17 -EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: TAGLIO V2 NEGLI ELEMENTI

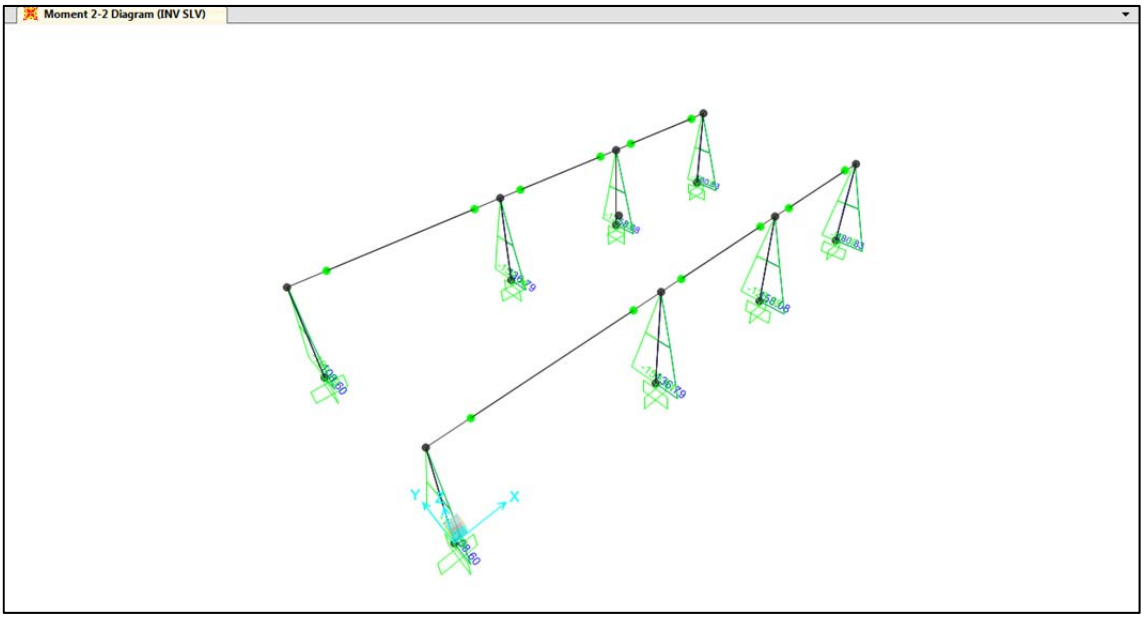


FIGURA 10.18 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: MOMENTO FLETTENTE M2 NEGLI ELEMENTI

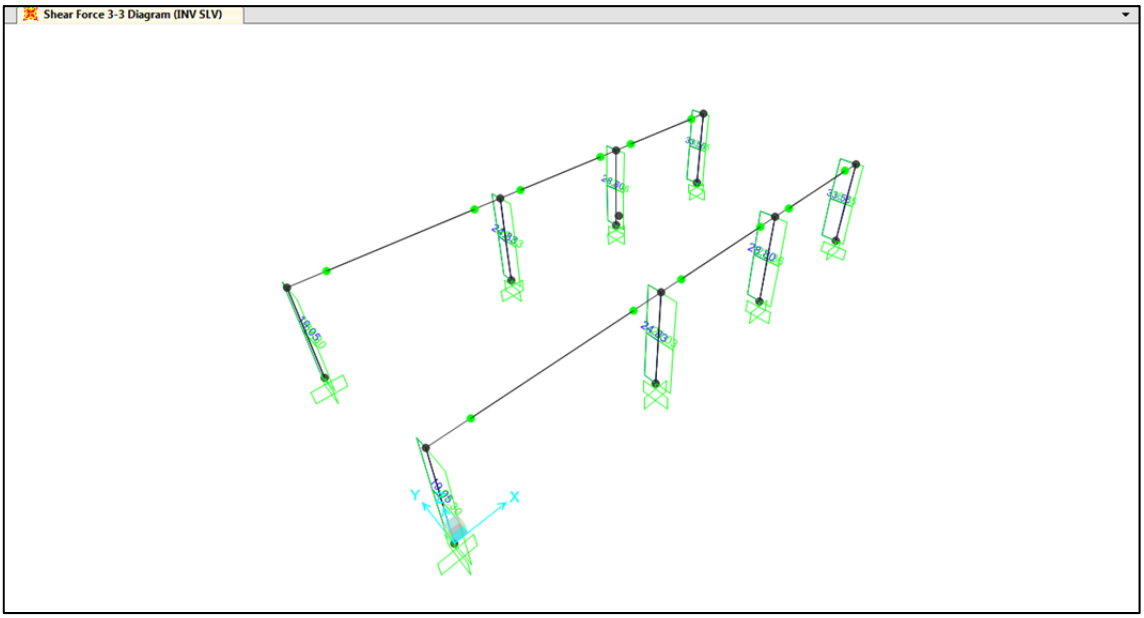


FIGURA 10.19 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: TAGLIO V3 NEGLI ELEMENTI

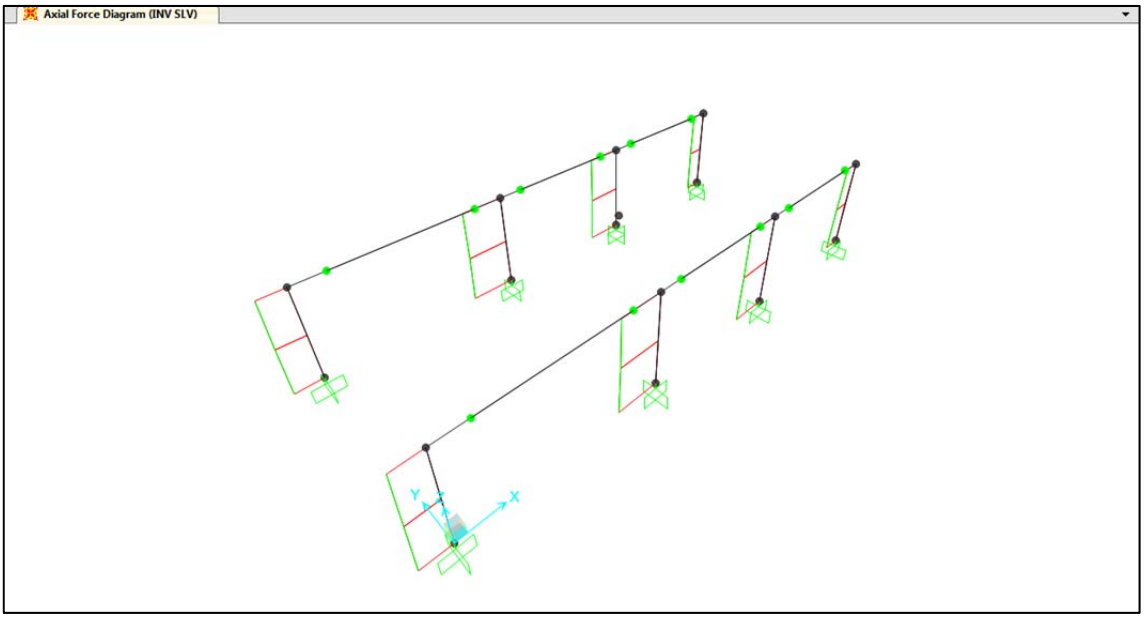


FIGURA 10.20 - EDIFICIO A VISTA 3D: INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV: SFORZO ASSIALE N NEGLI ELEMENTI

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni più gravose alla base delle colonne nei diversi blocchi.

BLOCCO A								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F1 [kN]**	**F2 [kN]**	**F3 [kN]**	**M1 [kNm]**	**M2 [kNm]**	**T [kNm]**
9	SLU_4	Combinat	-0.784	-84.975	-1022.47	225.1036	-4.3119	0
2	SLU_3	Combinat	-61.258	4.69E-14	-588.135	-2.2E-13	-119.1207	0
BLOCCO B								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F1 [kN]**	**F2 [kN]**	**F3 [kN]**	**M1 [kNm]**	**M2 [kNm]**	**T [kNm]**
13	SLU_4	Combinat	1.425	-70.125	-856.18	186.1787	7.8389	0
2	SLU_3	Combinat	-7.531	2.45E-14	-404.475	-1.1E-13	-29.1691	0
BLOCCO C								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F1 [kN]**	**F2 [kN]**	**F3 [kN]**	**M1 [kNm]**	**M2 [kNm]**	**T [kNm]**
9	SLU_4	Combinat	-0.915	-75.9	-925.673	201.1923	-5.034	0
14	SLU_4	Combinat	2.748	-18.975	-483.896	55.9476	15.1151	0
13	SLU_3	Combinat	64.152	2.59E-14	-483.896	-1.1E-13	122.7856	0

TABELLA 10.4-TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLU DELLE SOLLECITAZIONI NELLE COLONNE

BLOCCO A								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F1 [kN]**	**F2 [kN]**	**F3 [kN]**	**M1 [kNm]**	**M2 [kNm]**	**T [kNm]**
10	SLV_Y	Combination	-5.483	-24.829	-619.777	-159.343	-30.1545	-4.4829
2	SLV_Y	Combination	-5.483	-19.053	-359.546	-199.695	-30.1545	-4.4829
2	SLV_Y	Combination	11.592	37.298	-359.546	108.597	63.7542	-3.1057
14	SLV_X	Combination	28.685	2.201	-292.63	67.9717	157.7664	-2.1649
BLOCCO B								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F1 [kN]**	**F2 [kN]**	**F3 [kN]**	**M1 [kNm]**	**M2 [kNm]**	**T [kNm]**
14	SLV_Y	Combination	11.161	24.126	-520.146	167.8503	61.3867	-2.5883
26	SLV_Y	Combination	11.161	20.031	-303.039	197.1291	61.3867	-2.5883
25	SLV_Y	Combination	-11.161	-36.69	-303.039	-113.299	-61.3867	-3.889
26	SLV_X	Combination	28.507	3.454	-303.039	71.9959	156.7892	-1.7699
BLOCCO C								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**F1 [kN]**	**F2 [kN]**	**F3 [kN]**	**M1 [kNm]**	**M2 [kNm]**	**T [kNm]**
10	SLV_Y	Combination	-5.074	-24.32	-561.783	-159.34	-27.9093	-3.6374
13	SLV_Y	Combination	5.074	18.693	-297.091	186.2519	27.9093	-3.6374
1	SLV_X	Combination	-28.566	-2.849	-297.091	-69.5384	-157.112	-2.3482
14	SLV_Y	Combination	-5.074	-34.658	-297.091	-107.178	-27.9093	-3.6374

TABELLA 10.5-TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLV DELLE SOLLECITAZIONI NELLE COLONNE

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.015205	0.98502	6.1891	38.305
MODAL	Mode	2	1.014222	0.98598	6.1951	38.379
MODAL	Mode	3	0.296235	3.3757	21.21	449.87
MODAL	Mode	4	0.017915	55.818	350.71	123000
MODAL	Mode	5	0.017915	55.818	350.71	123000
MODAL	Mode	6	0.017058	58.624	368.34	135680
MODAL	Mode	7	0.017058	58.624	368.34	135680
MODAL	Mode	8	0.014295	69.956	439.55	193200
MODAL	Mode	9	0.014295	69.956	439.55	193200
MODAL	Mode	10	0.013204	75.734	475.85	226440
MODAL	Mode	11	0.013204	75.734	475.85	226440

TABELLA 10.6-BLOCCO A-TABELLA MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.926629	1.0792	6.7807	45.978
MODAL	Mode	2	0.925821	1.0801	6.7866	46.058
MODAL	Mode	3	0.28625	3.4934	21.95	481.8
MODAL	Mode	4	0.016623	60.159	377.99	142880
MODAL	Mode	5	0.016623	60.159	377.99	142880
MODAL	Mode	6	0.015885	62.954	395.55	156460
MODAL	Mode	7	0.015885	62.954	395.55	156460
MODAL	Mode	8	0.015885	62.954	395.55	156460
MODAL	Mode	9	0.015885	62.954	395.55	156460
MODAL	Mode	10	0.01338	74.741	469.61	220530
MODAL	Mode	11	0.01338	74.741	469.61	220530
MODAL	Mode	12	0.012451	80.316	504.64	254660

TABELLA 10.7-BLOCCO B-TABELLA MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.982541	1.0178	6.3948	40.894
MODAL	Mode	2	0.982541	1.0178	6.3948	40.894
MODAL	Mode	3	0.287995	3.4723	21.817	475.98
MODAL	Mode	4	0.017175	58.225	365.84	133840
MODAL	Mode	5	0.017175	58.225	365.84	133840
MODAL	Mode	6	0.017175	58.225	365.84	133840
MODAL	Mode	7	0.017175	58.225	365.84	133840
MODAL	Mode	8	0.01328	75.304	473.15	223870
MODAL	Mode	9	0.01328	75.304	473.15	223870
MODAL	Mode	10	0.01328	75.304	473.15	223870
MODAL	Mode	11	0.01328	75.304	473.15	223870

TABELLA 10.8-BLOCCO C-TABELLA MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Accelerati	UX	100	100
MODAL	Accelerati	UY	100	100
MODAL	Accelerati	UZ	93.7971	90.6782

TABELLA 10.9- TABELLA MASSA PARTECIPANTE AL SISMA NELLE 3 DIREZIONI

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 = 11.5 m

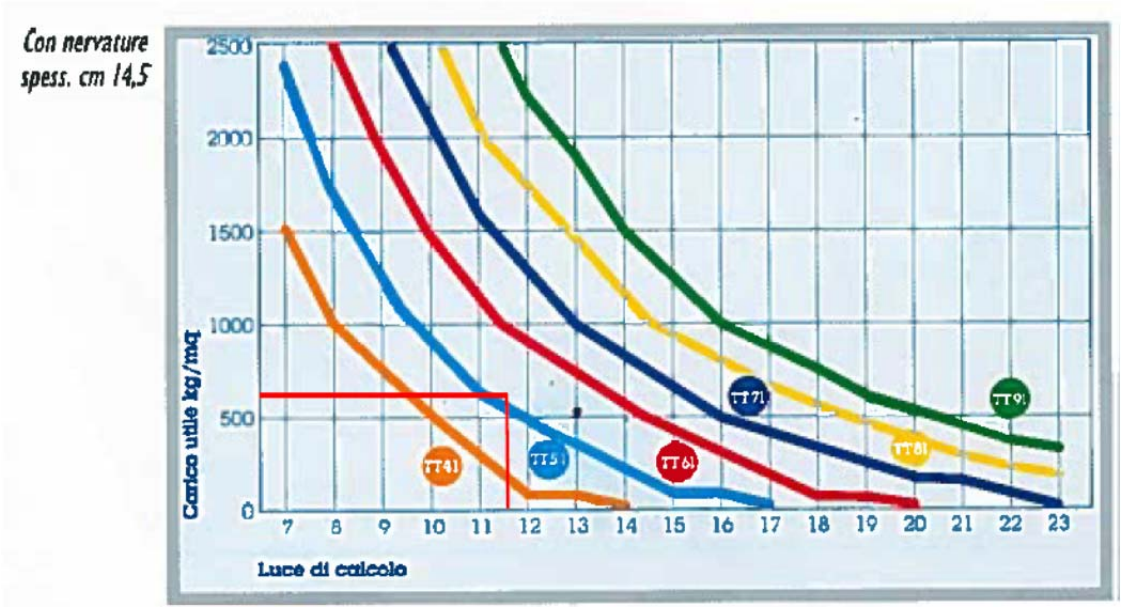


FIGURA 10.21 - DIAGRAMMA DI UTILIZZO PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DEI TEGOLI DI COPERTURA

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 = 6.00 m

Carico totale a metro lineare = 1114 * 6.0 = 6684 kg/m = 6.7 T/m

Luce massima di calcolo: L = 11.0 m

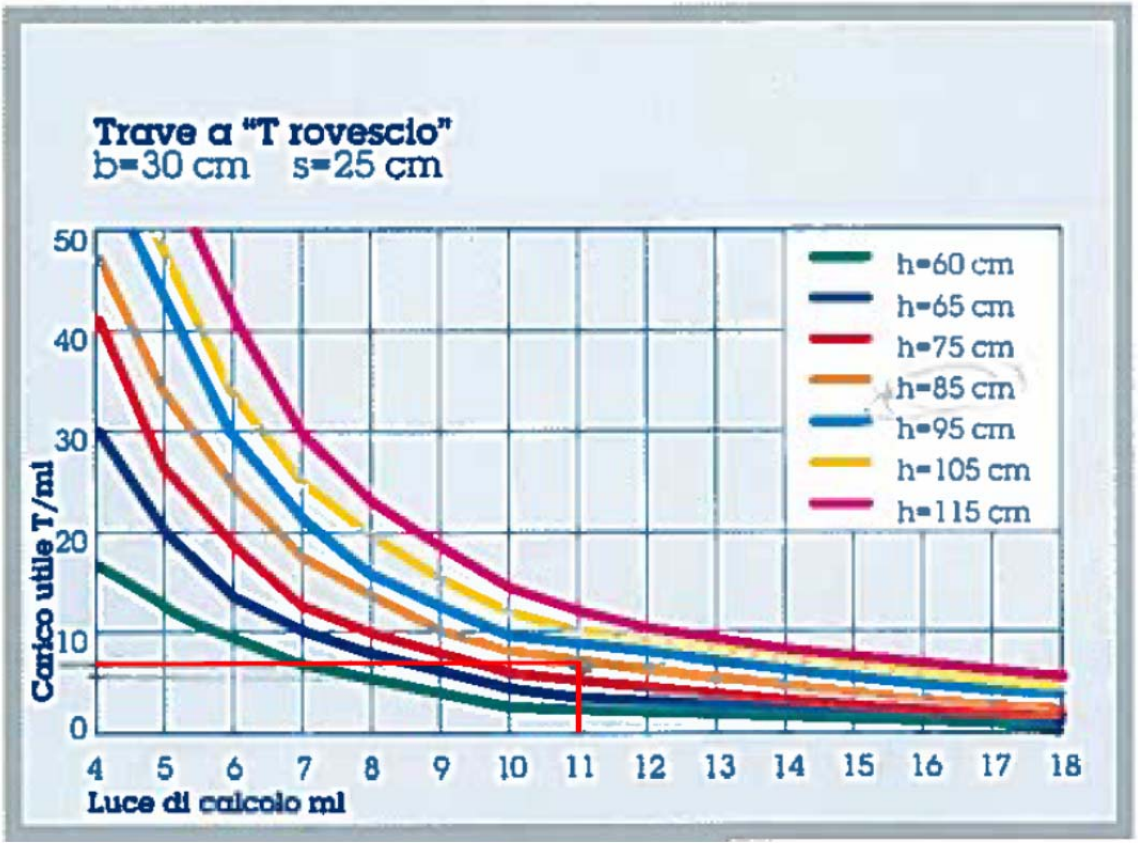
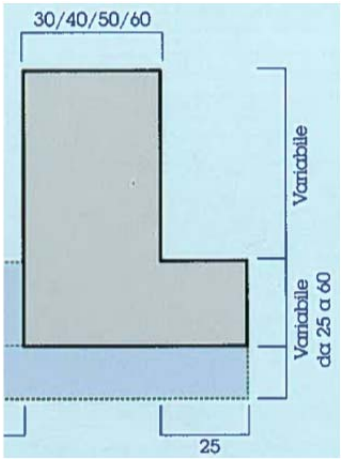


FIGURA 10.22 - DIAGRAMMA DI UTILIZZO PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DELLE TRAVI

Le travi ad L hanno quindi le seguenti caratteristiche:.



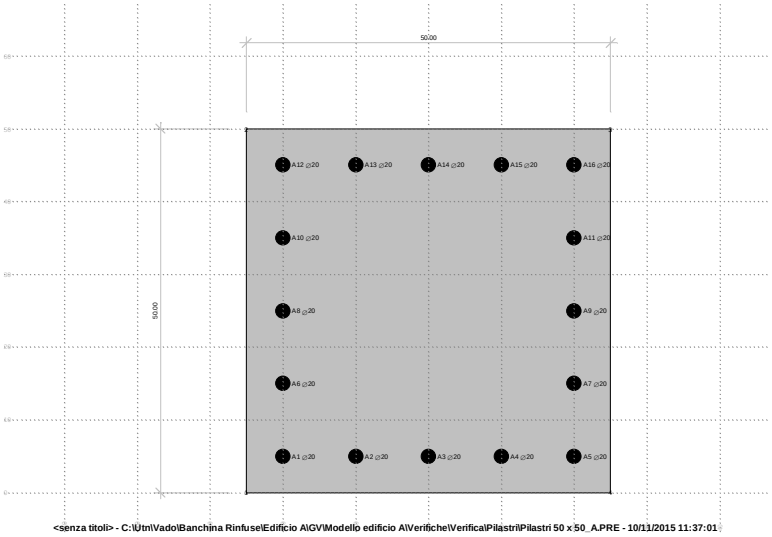
b = 30 cm

h = 85 cm

B = 55 cm

10.3.3. Pilastri 50 cm x 50 cm

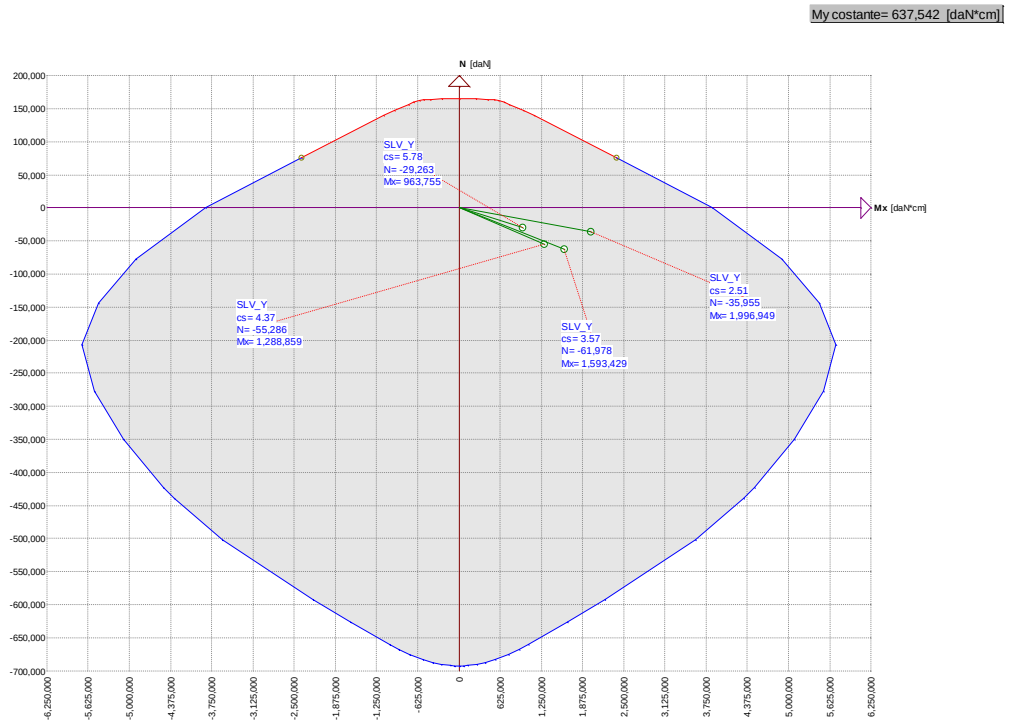
La sezione è quadrata, b = 0.50 m, h = 0.50 m.
La sezione presenta la disposizione della seguente armatura: ϕ20/10 cm su tutti i lati.
As = 16 * 3.14 = 50.24 cm^2
Ac = 50 * 50 = 2500 cm^2
Rapporto ρ = As / Ac = 2.0% > 1.00% minimo regolamentare.



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 Y
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 199 kNm
M_y = 64 kNm
N = -360 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.50.
La sezione è pertanto verificata.
Nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi SLU-4 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 2.58 con le seguenti sollecitazioni:
M_x = 225 kNm
M_y = 4 kNm
N = -1022 kN



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 SLV-X.
Le sollecitazioni massime, per questa combinazione, sono pari a:
M_x = 15 kNm
M_y = 158 kNm

N = -292 kN

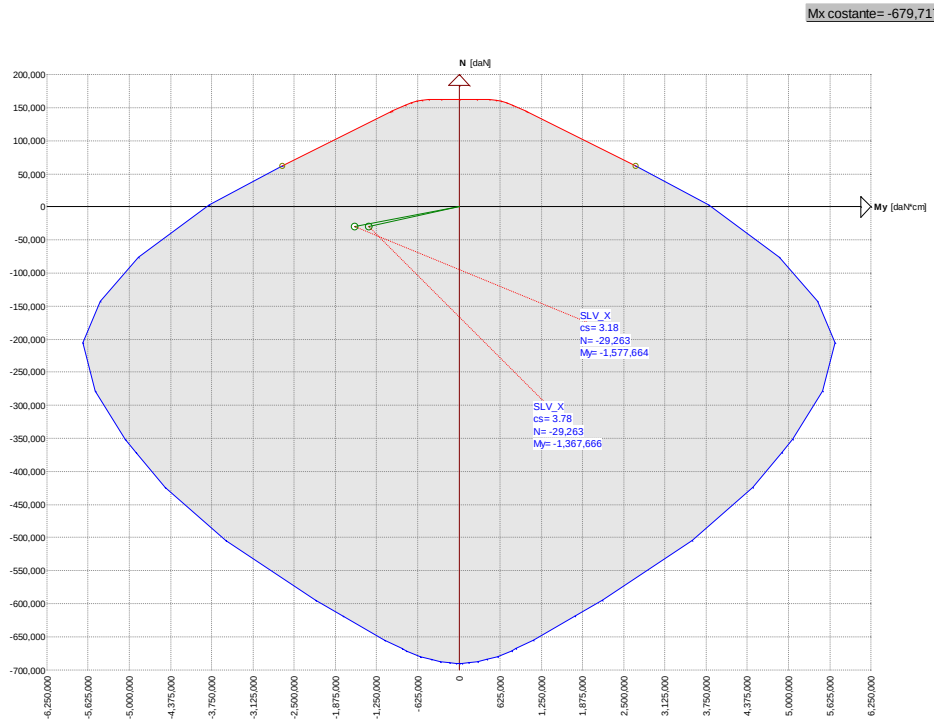
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.18. La sezione è pertanto verificata.

Nella combinazione di calcolo sismica SLU 3 si ottiene un coefficiente di sicurezza pari a 5.41 con le seguenti sollecitazioni:

M_x = 0 kNm

M_y = 119 kNm

N = -588 kN



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-4, risulta pari a V_{sd} = 85 kN, associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -1022 kN.
Il valore del taglio massimo, ottenuto con la gerarchia delle resistenze risulta pari a:

$$V_{Rd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.2 \cdot \frac{387 + 387}{4} = 232kN$$

associato ad un valore di sforzo normale di compressione pari a N = -292 kN.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura composta da staffe ϕ8/10 a 4 bracci in direzione y, e staffe ϕ8/10 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	2512 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	292 kN	σcp	1.168 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.667				
νmin	0.426				
ρl	0.011	<	0.02		

VRd = 188 kN
VRd min = 135 kN

Se VEd > 188 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	8 mm				
Asw	201 mm²				
s	100 mm	passo delle staffe		(s max =	360 mm =
ρw	0.0040	ρwmin			
α cw	1.00				
νl	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 **22.15** °
cot(TETA) **2.46** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi

VRsd = 783 kN **(VRsd max : 783 kN)**

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

cot(TETA) 1.0

VRsd = 319 kN **(VRsd max : 1121 kN)**

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

cot(TETA) 2.5

VRsd = 797 kN **(VRsd max : 773 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4564706 VRsd = 783 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.064
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.4564706 VRcd = 682 kN

VRd = 682 kN

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

al = 0.50 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.

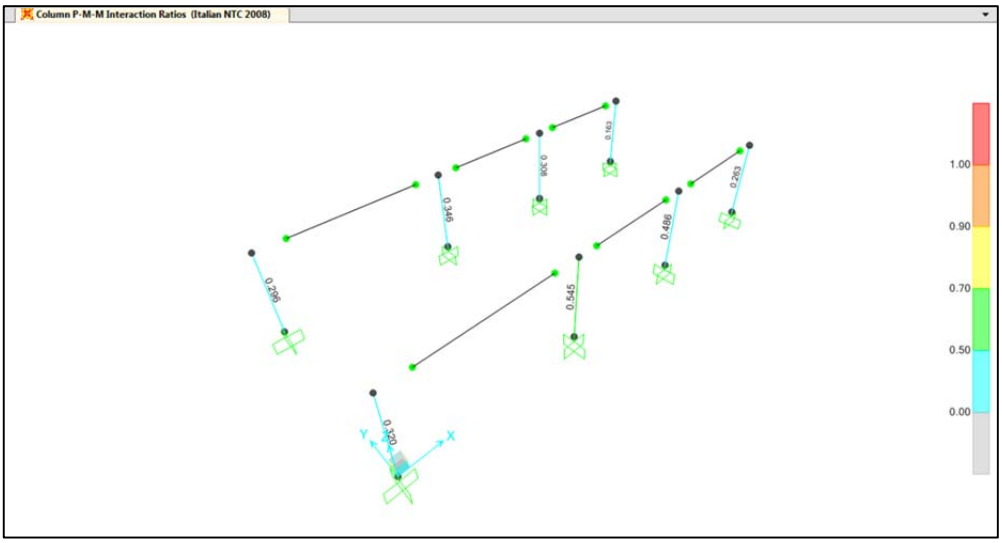


FIGURA 10.23 - VERIFICA DEI PILASTRI PER LE CONDIZIONI AGLI SLU

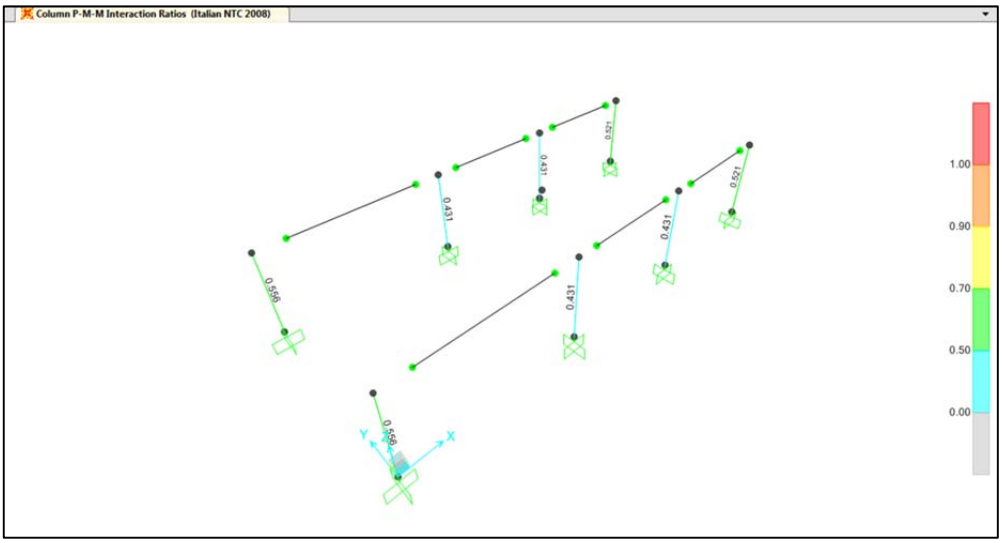


FIGURA 10.24 - VERIFICA DEI PILASTRI PER LE CONDIZIONI AGLI SLV

Il coefficiente di sicurezza peggiore per le colonne risulta pari a 0.55 ottenuto in condizioni sismiche allo SLV.

10.3.4. Bicchiere di fondazione

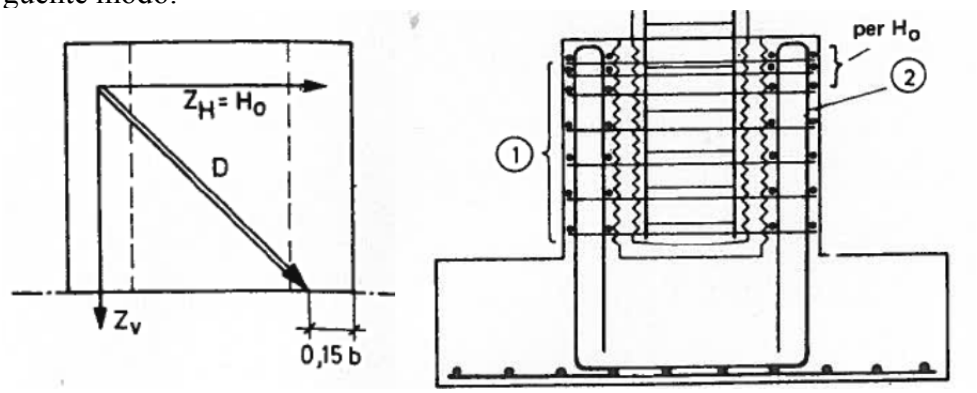
10.3.4.1 Verifica strutturale

Le sollecitazioni di calcolo risultano:

N_{sd} = 1022 kN
$M_{sd,x}$ = 225 kNm
$V_{sd,y}$ = 85 kN

La larghezza della parete del bicchiere deve essere:
d_1 = 27 cm > 1/3*w = 1/3*60 = 20 cm
L'infissione minima risulta paria a:
1.2d (M/N<0.15)<t<2d (M/N=2)
t = 1.36d = 68 cm
t_{eff} = 1.4*t = 95 cm (superfici lisce da cassero)

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



$H_0 = Z_h = 3/2*M/t+5/4*H = 3/2*225/0.95+5/4*85 = 461$ kN
$D = Z_h / \cos\alpha = 461 / \cos 42 = 620$ kN
$Z_v = D * \cos\beta = 873 * \cos 48 = 415$ kN
$H_u = 3/2*M/t+1/4*H = 3/2*225/0.95+1/4*85 = 376$ kN

Il collare è armato con 3+3 ϕ16 orizzontali. La verifica risulta:
$Z_h / 2 = 231$ kN $< A_s*f_{yd} = 469$ kN

Il bicchiere è armato con 6+6ϕ16 verticali (ϕ16/20). La verifica risulta:
$Z_v = 415$ kN < 940 kN

Il pilastro, per un'altezza di 80 cm all'interno del bicchiere, deve essere staffato in modo da verificare la sollecitazione di taglio H_u ridotta del rapporto z/2h come mostrato di seguito:
$V_{sd} = H_u * z/2h = 376 * 0.78 = 296$ kN

Dove:
$z = 2/3*t = 0.63$
$h = 40$ cm

Il pilastro ha una resistenza a taglio maggiore della forza sollecitante come mostrato nel paragrafo precedente.

Le verifiche risultano soddisfatte.

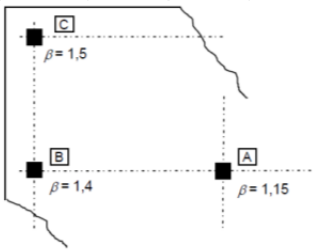
10.3.4.2 Verifica a punzonamento

VERIFICA SOVRASTRUTTURA

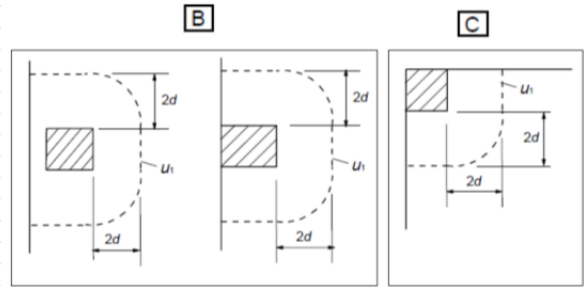
(EUROCODICE 2 UNI EN 1992-1-1:2005: PUNZONAMENTO (6.4))

Lungo il perimetro del pilastro, o perimetro dell'area caricata, la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata: $v_{Ed} < v_{Rdmax}$ *(§ 6.4.3.2.a)*

R_{ck} =	450	daN/cm²		
f_{ywd} =	3913	daN/cm²		
h =	50	cm	altezza soletta	
c =	5	cm	copriferro medio	
d =	45	cm	altezza utile	
f_{ck} =	37.35	N/mm²		
f_{cd} =	21.165	N/mm²		
α_{cc} =	0.85			
γ_c =	1.5		coeff. parziale cls	
ν =	0.51		v. (6.6)(6.3N)(6.47)	



Pilastro				
posizione	A		vedi figura	
c1 =	50	cm	lato 1	
c2 =	50	cm	lato 2	
	1	50		
β =	1.15			
u_0 =	200	cm	min. perimetro	§ 6.4.5.3
N_k =	102500	daN	azione punzonante (val. car.)	
γ =	1		coeff. azione punzonante	
N_{SLU} =	102500	daN	azione punzonante (val. SLU)	
$v_{Rd,max}$ =	54.01	daN/cm²		§ 6.4.5.3
v_{Ed} =	13.10	daN/cm²	Verificato	(6.53)

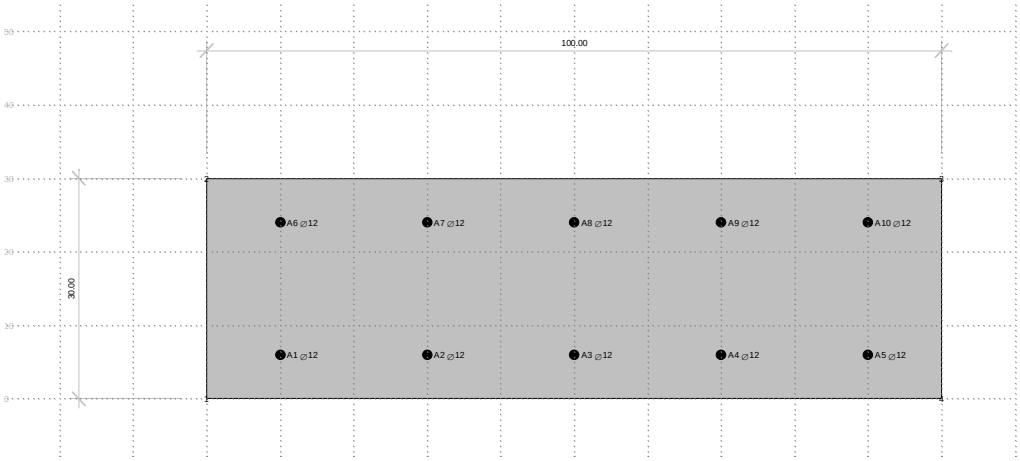


L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se: $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ *(§ 6.4.3.2.b)*

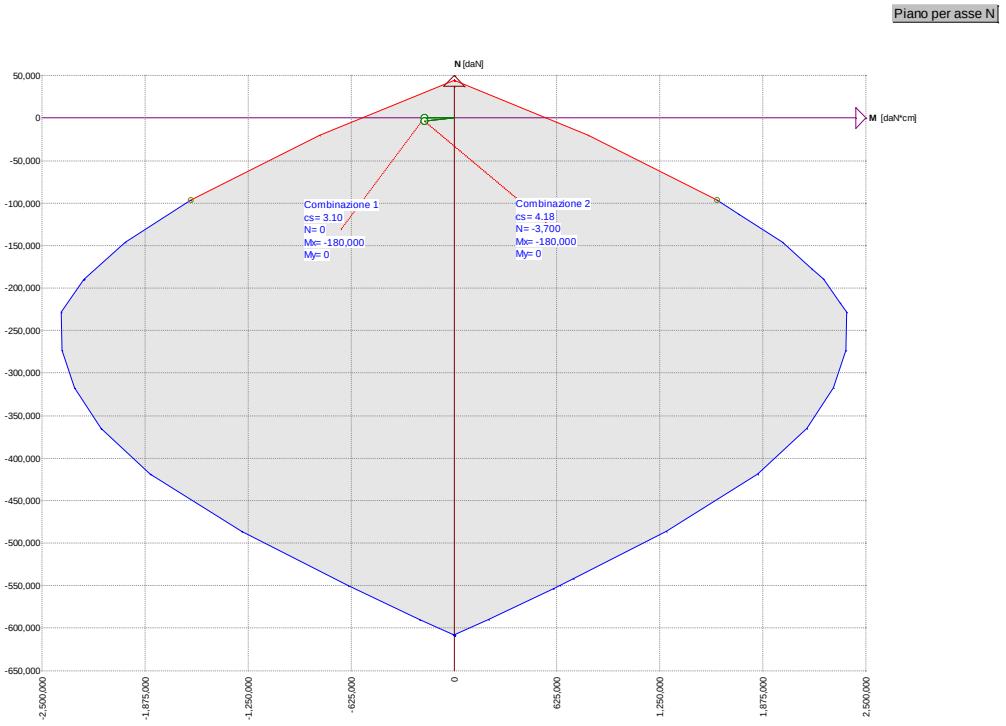
φ arm. y	18	passo	20	2.54	
φ arm. z	18	passo	20	2.54	
ρ_y =	0.0025		vedi	§ 6.4.4.1	
ρ_z =	0.0025				
ρ_l =	0.0025				
k =	1.67				
2 d =	90	cm			
u_1 =	765	cm			
$v_{Rd,c}$ =	4.24	daN/cm²			(6.47)
v_{Ed} =	3.42	daN/cm²	Verificato		(6.38)

10.3.5. Cordolo reggi pannello

Il cordolo di fondazione ha uno spessore di 30 cm.
Il cordolo presenta la seguente sezione a metro.



Verifica a flessione
La sezione presenta ϕ12/20 come armatura resistente inferiore e superiore.
Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi, sono pari a:
N = 37 kN/m
V = 28 kN/m
M = 18 kNm/m

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 3.1. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo agli stati limite ultimi, è:
V_{sd} = 28 kN/m
Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 100 cm, h = 30 cm, non armata a taglio.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	300 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	250 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	565 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	37 kN	σcp	0.123 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.894				
νmin	0.516				
ρl	0.002	<	0.02		

VRd = 115 kN
VRd min = 134 kN

Se VEd > 134 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

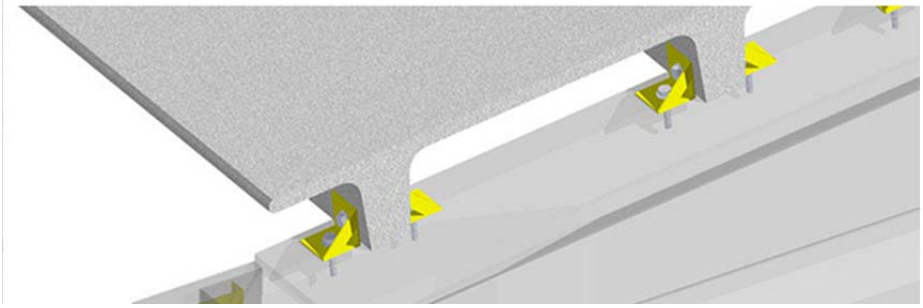
La sezione risulta verificata.

10.3.6. 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 e per i pannelli di tamponamento.

10.3.6.1 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:

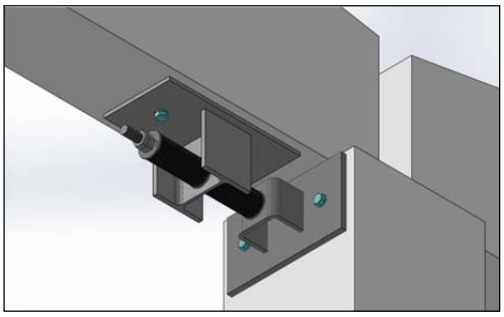
$V_{2,d} = V_{2,max} * q * n° / L = 85\ kN * 3 * 4 / 26 = 39\ kN/m$

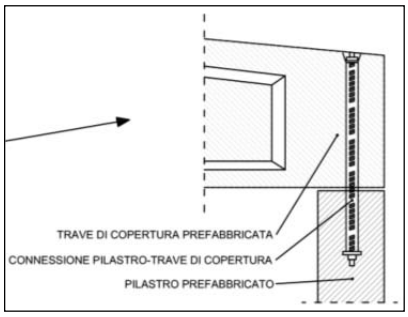
in cui:

$V_{2,max}$ è la massima sollecitazione ottenuta in combinazione agli stati limite ultimi;
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 minima longitudinale di un blocco dell'edificio pari a 26 m.

10.3.6.2 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:

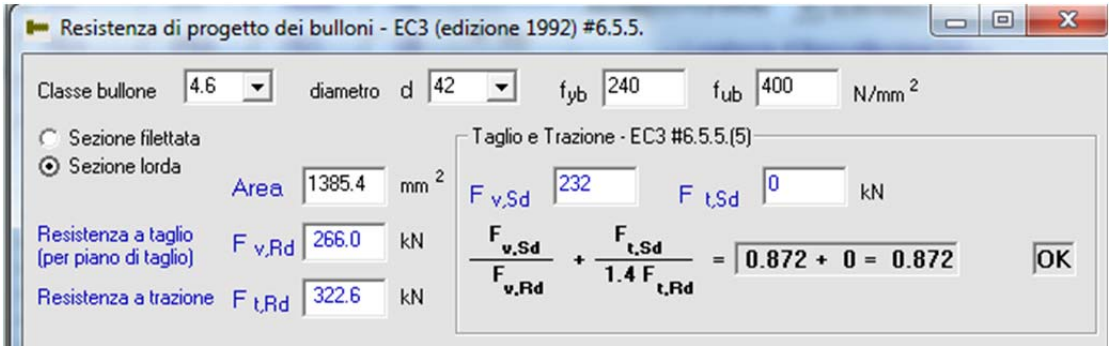
$$V_{Rd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{c,Rd} + M^{i}_{c,Rd}}{l_p} = 1.2 \cdot \frac{387 + 387}{4} = 232kN$$

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.

Per elementi soggetti a sforzo di taglio il diametro minimo dei connettori risulta pari a 42 mm come mostrato nella seguente verifica.



Per elementi soggetti a sforzo assiale (taglio trazione) il diametro minimo dei connettori risulta pari a 36 mm come mostrato nella seguente verifica.



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 10.10 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLE

SLE RARA								
Combinazioni	G1	G2	Q1	Q2	Q3X	Q3Y	Q3cop	Q4
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Copertura	Neve	Vento x	Vento y	Vento z	Termica
SLE 1	1	1	1	0.5	0.6	0	0.6	0.6
SLE 2	1	1	1	0.5	0	0.6	0.6	0.6
SLE 3	1	1	0	1	0.6	0	0.6	0.6
SLE 4	1	1	0	1	0	0.6	0.6	0.6
SLE 5	1	1	0	0.5	1	0	1	0.6
SLE 6	1	1	0	0.5	0	1	1	0.6
SLE FREQUENTE								
Combinazioni	G1	G2	Q1	Q2	Q3X	Q3Y	Q3cop	Q4
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Copertura	Neve	Vento x	Vento y	Vento z	Termica
SLE 7	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE 8	1	1	0	0.2	0	0	0	0
SLE 9	1	1	0	0	0.2	0	0.2	0
SLE 10	1	1	0	0	0	0.2	0.2	0
SLE QUASI PERMANENTE								
Combinazioni	G1	G2	Q1	Q2	Q3X	Q3Y	Q3cop	Q4
	Permanenti	Sovracc. Perm.	Copertura	Neve	Vento x	Vento y	Vento z	Termica
SLE 11	1	1	0	0	0	0	0	0

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni più gravose alla base delle colonne dei diversi blocchi.

BLOCCO A								
Joint	OutputCase	CaseType	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	T [kNm]
9	SLE 4	Combinat	-0.523	-56.65	-741.24	150.0691	-2.8746	0
2	SLE 3	Combinat	-40.839	3.41E-14	-427.196	-1.6E-13	-79.4138	0
9	SLE FR 9	Combinat	0	-11.33	-638.737	30.0138	0	0
2	SLE FR 8	Combinat	-7.761	2.92E-14	-370.106	-1.4E-13	-13.6472	0
9	SLE QP 11	Combinat	0	-1.2E-14	-619.777	4.63E-14	0	0
BLOCCO B								
Joint	OutputCase	CaseType	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	T [kNm]
13	SLE 4	Combinat	0.95	-46.75	-621.006	124.1191	5.2259	0
2	SLE 3	Combinat	-5.021	1.79E-14	-294.401	-7.9E-14	-19.4461	0
13	SLE FR 9	Combinat	0	-9.35	-535.89	24.8238	0	0
14	SLE FR 8	Combinat	-0.594	5.96E-14	-535.89	-2.3E-13	-1.6335	0
13	SLE QP 11	Combinat	0	5.68E-14	-520.146	-2.2E-13	0	0
BLOCCO C								
Joint	OutputCase	CaseType	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	T [kNm]
9	SLE 4	Combinat	-0.61	-50.6	-671.253	134.1282	-3.356	0
14	SLE 3	Combinat	42.768	1.87E-14	-351.826	-8E-14	81.8571	0
9	SLE FR 9	Combinat	0	-10.12	-578.871	26.8256	0	0
14	SLE FR 8	Combinat	8.187	1.38E-14	-305.635	-6.1E-14	14.3561	0
9	SLE QP 11	Combinat	0	0	-561.783	3.97E-15	0	0

TABELLA 10.11-TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI INVILUPPI DELLE COMBINAZIONI AGLI SLE DELLE SOLLECITAZIONI NELLE COLONNE

Di seguito si riportano in figura le deformazioni massime ottenute dall'analisi per lo stato limite di esercizio in combinazione rara e per lo stato limite di vita e di danno, riferiti al blocco A considerato il più gravoso.

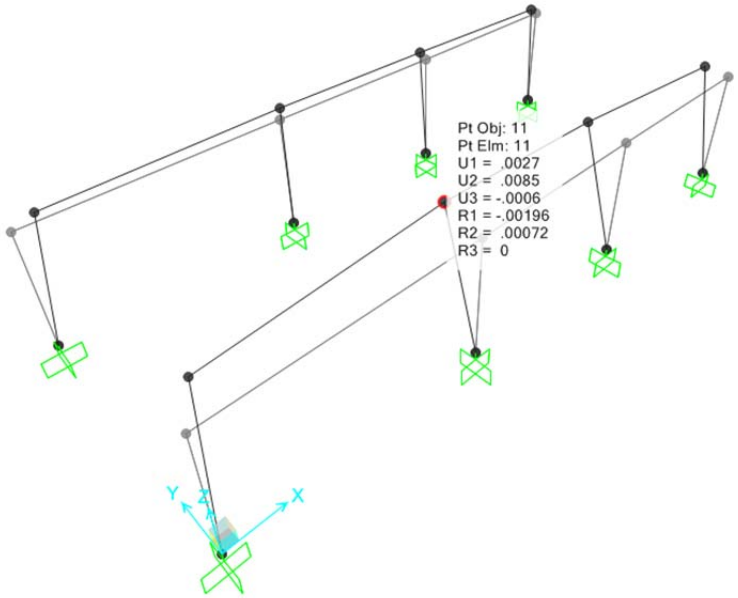


FIGURA 10.25 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE DI ESERCIZIO RARA

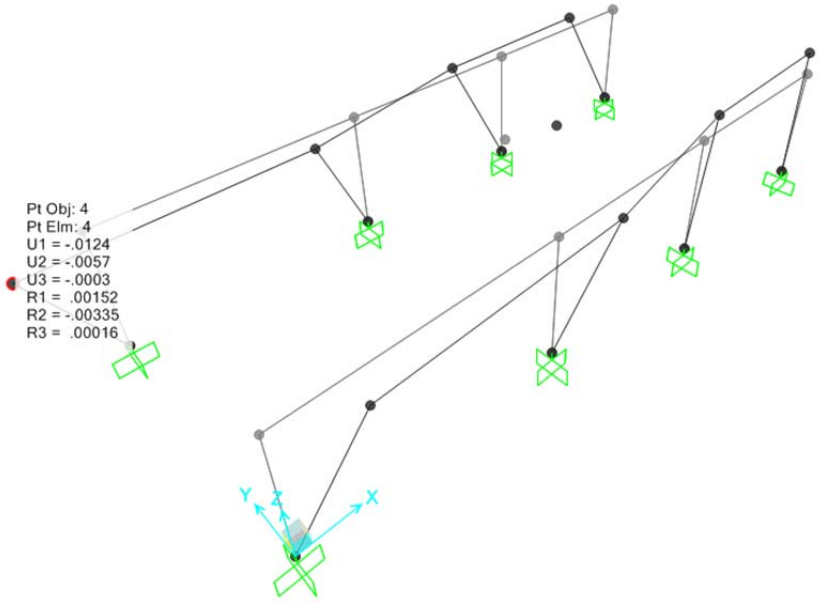


FIGURA 10.26 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLV X

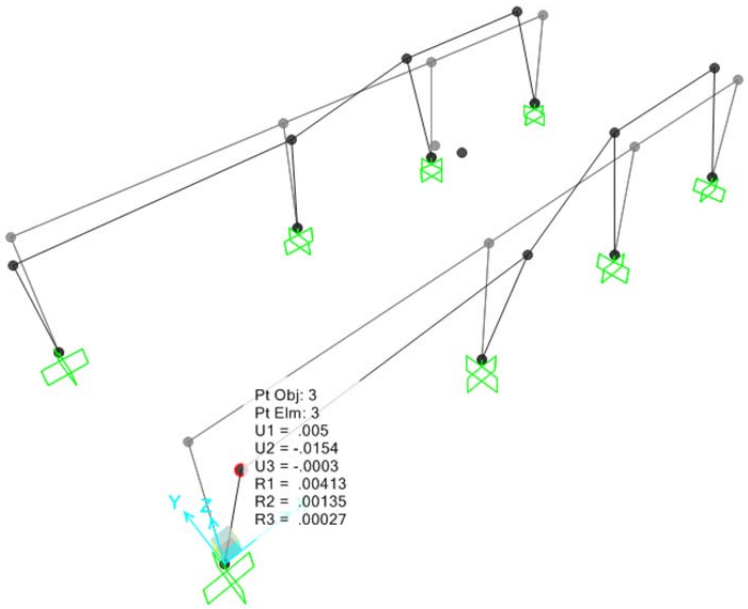


FIGURA 10.27 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLV Y

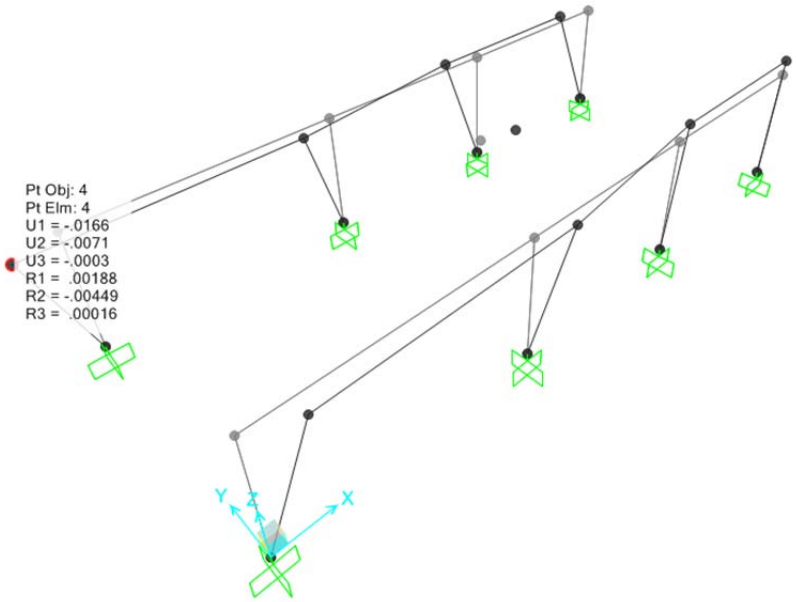


FIGURA 10.28 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLD X

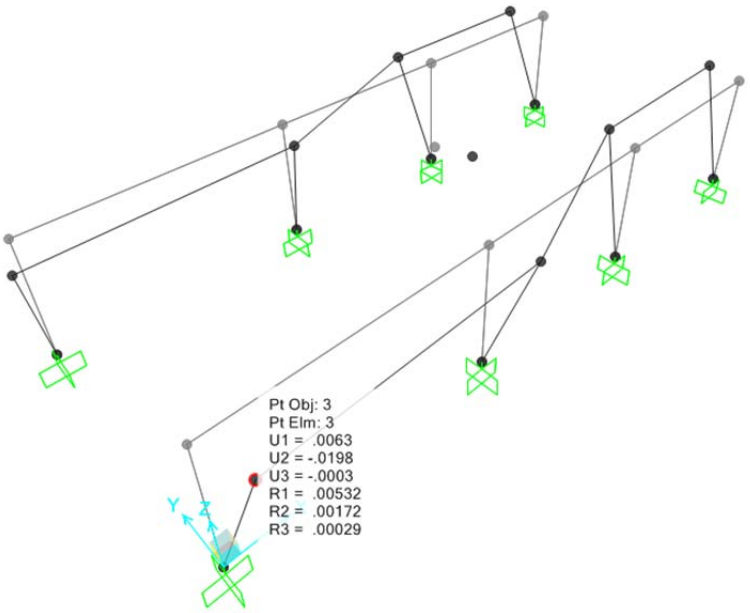


FIGURA 10.29 - EDIFICIO A VISTA 3D: MASSIMI SPOSTAMENTI PER LA COMBINAZIONE SLD Y

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	1.66	1.66	0.00415	0.005
400					
	P0	0			
Blocco B					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.5	1.5	0.00375	0.005
400					
	P0	0			
Blocco C					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.6	1.6	0.00400	0.005
400					
	P0	0			

TABELLA 10.12 - 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	1.98	1.98	0.00495	0.005
400					
	P0	0			
Blocco B					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.8	1.8	0.00455	0.005
400					
	P0	0			
Blocco C					
Interpiano [cm]	**Piano**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale [cm]**	**Rapporto dx/dh**	**Limite**
	Copertura	1.81	1.81	0.00453	0.005
400					
	P0	0			

TABELLA 10.13 - TABELLA RIASSUNTIVA DEGLI SPOSTAMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI PER LO STATO LIMITE DI DANNO IN DIREZIONE Y (SLD Y)

Giunto sismico

Le distanze dei pilastri in sommità di due blocchi attigui risultano pari almeno a 60 cm.
I giunti previsti nell'impalcato di copertura hanno dimensione di 8 cm.

Il massimo spostamento in condizioni sismiche tra due blocchi attigui è:
$\Delta x = (d_{1,SLV} + d_{2,SLV})*q = (1.24 + 1.23)*3 = 7.42 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$

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:

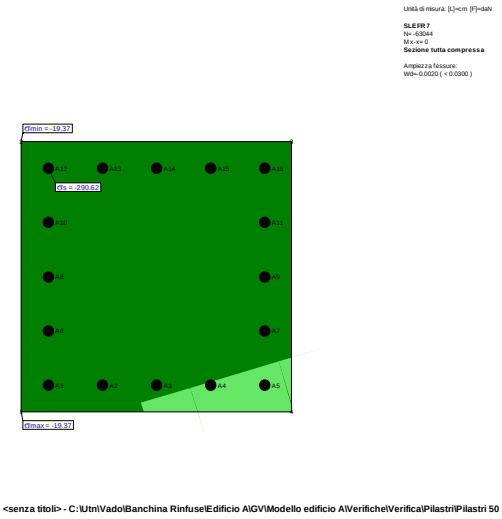
SLE RARA
N_{sd} = -741 kN
M_{xx} = 150 kNm
M_{yy} = 3 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = -619 kN
M_{xx} = 0 kNm
M_{yy} = 0 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 27.4MPa>8.4 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 20.5MPa>1.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa> 105 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -639 kN
M_{xx} = 68 kNm
M_{yy} = 0 kNm



Armature efficaci: Area totale= 6,3 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 164 cm^2 ρ_{eff} = 0,0384

Tensione baricentrica = 29 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}= 0,000086 Distanza fessure Δ_{smax}= 23,2 cm

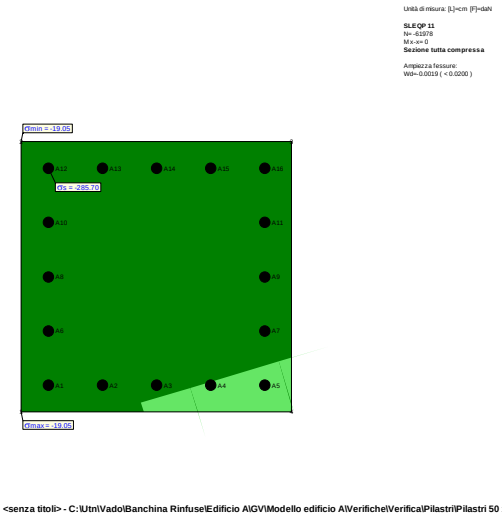
Ampiezza fessure w_d = 0,0020 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = -619 kN

M_{xx} = 0 kNm

M_{yy} = 0 kNm



Armature efficaci: Area totale= 6,3 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 164 cm^2 ρ_{eff} = 0,0384

Tensione baricentrica = 28,5 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}= 0,000084 Distanza fessure Δ_{smax}= 23,2 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0019 (<0,02)

10.4.2.2 Bicchiere di fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

N_{sd} = -741 kN

M_{xx} = 150 kNm

M_{yy} = 3 kNm

$V_x = 56$ kN

$H_0 = Z_h = 3/2*M/t+5/4*H = 3/2*150/0.95+5/4*56 = 306$ kN
$D = Z_h / \cos\alpha = 306 / \cos42 = 412$ kN
$Z_v = D * \cos\beta = 412 * \cos48 = 275$ kN

L'armatura del collare ha una tensione pari a:
$\sigma_{s,sd} = 127$ MPa < 360 MPa $= \sigma_{s,rd}$

L'armatura verticale del bicchiere ha una tensione pari a:
$\sigma_{s,sd} = 115$ MPa < 360 MPa $= \sigma_{s,rd}$

SLE QUASI PERMANENTE
$N_{sd} = -619$ kN
$M_{xx} = 0$ kNm
$M_{yy} = 0$ kNm
$V_x = 0$ kN

$H_0 = Z_h = 3/2*M/t+5/4*H = 3/2*0/0.95+5/4*0 = 0$ kN

SLE FREQUENTE
$N_{sd} = -639$ kN
$M_{xx} = 68$ kNm
$M_{yy} = 0$ kNm
$V_x = 11$ kN

$H_0 = Z_h = 3/2*M/t+5/4*H = 3/2*68/0.95+5/4*11 = 121$ kN
$D = Z_h / \cos\alpha = 121 / \cos42 = 163$ kN
$Z_v = D * \cos\beta = 163 * \cos48 = 109$ kN

L'armatura del collare ha una tensione pari a:
$\sigma_{s,sd} = 50$ MPa < 240 MPa $= \sigma_{s,rd}$

L'armatura verticale del bicchiere ha una tensione pari a:
$\sigma_{s,sd} = 46$ MPa < 240 MPa $= \sigma_{s,rd}$

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 240 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 16 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta senza calcolo diretto.

10.4.2.3 Cordolo reggi pannello

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA
N = 28 kN/m
M = 12.7 kNm/m

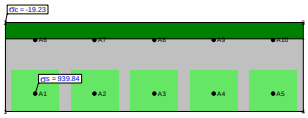
SLE QUASI PERMANENTE
N = 28 kN/m
M = 11.0 kNm/m

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd} = 19.9$MPa>2.0 MPa $= \sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd} = 14.9$MPa>1.8 MPa $= \sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd} = 360$ MPa> 100 MPa $= \sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N = 28 kN/m
M = 11.8 kNm/m





<senza titolo> - C:\Utn\Vado\Banchina Rinfuse\Edificio A\GV\Modello edificio A\Verifiche\Verifica\Fondazioni\Cordolo\Cordolo.PRE - 12/11/2015 12:12:20

Armature efficaci: Area totale= 5,65 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1114 cm^2 ρ_{eff} = 0,005

Tensione baricentrica = 94 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,20 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

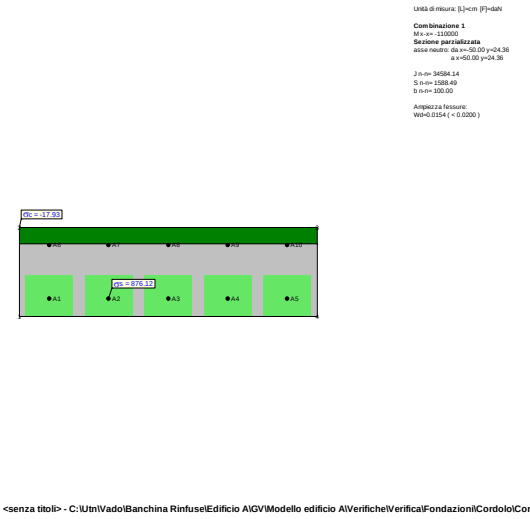
Deformazione media ε_{sm}= 0,00028 Distanza fessure Δ_{smax}= 58,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0165 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N = 28 kN/m

M = 11.0 kNm/m



Armature efficaci: Area totale= 5,65 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1114 cm^2 ρ_{eff} = 0,005

Tensione baricentrica = 87 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,20 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}= 0,00026 Distanza fessure Δ_{smax}= 58,4 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0154 (<0,02)