

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE:
DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**DIREZIONE TECNICA - CENTRO DI PRODUZIONE MILANO
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO-GALLARATE
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

FABBRICATI TECNOLOGICI - OPERE CIVILI

FA07 - Fabbricato Bivio Y

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

MDL1 12 D 26 CL FA0700 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Ingletti	Marzo 2010			S. Borelli		

ITALFERR
dot. Ing. Donato LAVACCIA
Ortina Ingegneri di NOVARA
n° 1109

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	Documenti Referenziati	5
3.2	Documenti correlati.....	6
3.3	Documenti superati.....	6
4	ALLEGATI	6
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	9
7	ANALISI DEI CARICHI UNITARI	10
7.1	Carichi permanenti	10
7.2	Carichi accidentali	10
7.3	Azione della neve	10
7.4	Azione del vento	11
7.4.1	Vento sulle pareti	11
7.4.2	Vento sulla copertura.....	12
7.5	Azione termica.....	12
7.6	Azione sismica.....	12
7.7	Condizioni di carico	14
7.8	Combinazioni di carico	14
8	MODELLO DI CALCOLO	15
8.1	Analisi dei carichi applicati sugli elementi	17
8.1.1	Carichi permanenti (PERM).....	17
8.1.2	Carico di neve (NEVE).....	17
8.1.3	Vento longitudinale (VENTOX).....	17
8.1.4	Vento trasversale (VENTOY).....	17
9	SOLLECITAZIONI	18
10	VERIFICHE STRUTTURE	22
10.1	Solai.....	22
10.2	Trave prefabbricata 24x80	23
10.2.1	Verifica a flessione.....	23
10.2.2	Verifica a taglio	24
10.2.3	Verifica a fessurazione	25
10.3	Trave perimetrale	26
10.3.1	Verifica a taglio	27
10.3.2	Verifica a fessurazione	27

10.4	Pilastrini 30x30	28
10.4.1	Verifica a pressoflessione.....	28
10.4.2	Verifica a fessurazione	29
10.5	Pilastrini 30x18	30
10.5.1	Verifica a pressoflessione.....	30
10.5.2	Verifica a fessurazione	31
10.6	Travi di fondazione	32
10.6.1	Verifica a flessione.....	32
10.6.2	Verifica a taglio	33
10.6.3	Verifica a fessurazione	34
10.7	Incidenza armature.....	34
11	VERIFICHE DI PORTANZA FONDAZIONI	35
12	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI.....	39

1 PREMESSA

La presente relazione descrive il fabbricato tecnologico FA07 Bivio Y nell'ambito del progetto di potenziamento della linea ferroviaria Rho – Arona tratta Rho – Gallarate.

Tale tratta è ubicata a nord-ovest del capoluogo lombardo ed interessa la provincia di Milano, nella fascia di territorio compresa nei comuni di Rho, Pregnana Milanese, Vanzago, Pogliano Milanese, Nerviano, Parabiago, Canegrate e Legnano, e la provincia di Varese, corrispondentemente alla fascia di territorio compresa nei comuni di Castellanza, Busto Arsizio e Gallarate.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di analizzare le strutture del fabbricato FA07 BIVIO Y al km 16+282.72 della linea Rho - Arona.

L'edificio è costituito da un piano fuori terra ed ha dimensioni in pianta 47.85 m x 10 m, misurati in asse pilastri, ed ha altezza circa 5.00 m. Le strutture portanti verticali sono costituite da pilastri in c.a. disposti lungo il perimetro dell'edificio ad interasse 2.50 m; essi hanno sezione 30x18 (pilastri "tipo") e 30x30 (pilastri di spigolo e pilastri che sostengono le travi prefabbricate interne). Le travi perimetrali sono in c.a. ed hanno sezione di dimensioni esterne massime 88x60 cm, sagomata in modo da assolvere la funzione di grondaia. Le travi interne sono disposte con interasse 5.00 m e sono costituite da elementi prefabbricati in c.a. con sezione a doppio T di larghezza 24 cm e altezza 80 cm; gli elementi prefabbricati presentano armature alle estremità per realizzare la continuità con i pilastri gettati in opera. Le fondazioni sono costituite da travi rovesce perimetrali di base 80 cm e altezza 135 cm; internamente, in corrispondenza delle travi prefabbricate di copertura, sono previsti dei cordoli di collegamento 60x30 ad interasse 5.00 m. La copertura è costituita da pannelli sandwich coibentati sostenuti da arcarecci in acciaio costituiti da elementi scatolari 100x200x3 mm; gli arcarecci trovano appoggio sulle travi interne prefabbricate e sulle travi di testata.

L'edificio è suddiviso in due corpi di fabbrica di lunghezza 20.00 m e 27.50 m, separati da un giunto strutturale di ampiezza 5 cm. In corrispondenza del giunto è previsto il raddoppio del pilastro; il giunto non interessa le fondazioni.

Il calcolo è stato effettuato in conformità al D.M. 16/01/1996, adottando come metodo di verifica quello delle tensioni ammissibili e assumendo una zona sismica III.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

- **Legge n° 1086 del 5 Novembre 1971**

“Norme per la disciplina delle Opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica”;

- **D.M. 9 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;

- **D.M. 11 Marzo 1988:**

“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;

- **Min. LL.PP. Circolare 15/10/1996 n. 252/AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9.1.1996;

- **Min. LL.PP. Circolare 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC**

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relativi ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16.1.1996;

- **Min. LL.PP. Circolare 10/04/1997 n. 65/AA.GG**

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche” di cui al D.M. 16.1.1996;

- **Min. LL.PP. Circolare 24/09/1988 n.30483:**

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;

- **Norme CNR 10011/85:**

Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

• **Istruzioni FS. del 2 Giugno 1995 I/SC/PS-OM/2298**

"Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Testo aggiornato della istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995 completo delle relative integrazioni - 13 Gennaio 1997;

• **Istruzione FF.SS. n° 44b del 14/04/1998**

"Istruzioni tecniche per manufatti sottobinario da costruire in zona sismica". Testo aggiornato dell' istruzione 44/b del 14/11/1996, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto dell'Assemblea Generale del 16/12/1997;

3.2 Documenti correlati

FA07 – Fabbricato Bivio Y - Relazione tecnica generale	-
FA07 – Fabbricato Bivio Y - Pianta sistemazione piazzale	1:200
FA07 – Fabbricato Bivio Y - Piante	1:50
FA07 – Fabbricato Bivio Y - Prospetti	1:50
FA07 – Fabbricato Bivio Y - Sezioni trasversali e longitudinali	1:50
FA07 – Fabbricato Bivio Y - Carpenteria fondazioni: piante e sezioni	1:50
FA07 – Fabbricato Bivio Y - Carpenteria copertura: piante e sezioni	1:50

3.3 Documenti superati

FA07 Fabbricato Bivio Y

Relazione tecnica generale	-	MDL1	1	2	D	26	RG	FA	0	7	0	0	001	A
Relazione di calcolo	-	MDL1	1	2	D	26	CL	FA	0	7	0	0	001	A
Pianta sistemazione piazzale	1:200	MDL1	1	2	D	26	P9	FA	0	6	0	0	001	A
Piante	1:50	MDL1	1	2	D	26	PB	FA	0	7	0	0	001	A

4 ALLEGATI

E' presente un allegato:

- Allegato 1: Tabulati di input e output.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali adottati in fase di calcolo sono:

Calcestruzzo

Per le strutture di elevazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ (C28/35)
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): XC3
- rapporto a/c non superiore a 0.55
- classe di consistenza S3-S4
- tipo di cemento: CEM III, IV, V
- diametro massimo inerte $\Phi_{max} = 25 \text{ mm}$

Per le strutture in c.a. prefabbricato si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ (C35/45)
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): XC3
- rapporto a/c non superiore a 0.45
- classe di consistenza S5
- tipo di cemento: CEM III, IV, V
- diametro massimo inerte $\Phi_{max} = 20 \text{ mm}$

Per le strutture di fondazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ (C25/30)
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): XC2
- rapporto a/c non superiore a 0.60
- classe di consistenza S3-S4
- tipo di cemento: CEM III, IV, V
- diametro massimo inerte $\Phi_{max} = 25 \text{ mm}$

Per il magrone di sottofondazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ (C12/15)
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): X0
- tipo di cemento: CEM I÷V

Acciaio per c.a

Per gli elementi in c.a. si adotterà acciaio in barre ad aderenza migliorata FeB44 K (B450 C) saldabile con $\varnothing \leq 26$ mm avente le seguenti caratteristiche:

- $f_{yk} \geq 430$ N/mm²
- $f_{tk} \geq 540$ N/mm²
- $(f_y/f_{yk}) \leq 1.35$
- $(f_t/f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$

dove:

f_y = tensione di snervamento;

f_t = tensione di rottura;

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

f_{tk} = tensione caratteristica di rottura.

Tensione normale di compressione e trazione ammissibile:

$$\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$$

Copriferro netto

Copriferro netto di progetto per strutture di elevazione $c \geq 25$ mm.

Copriferro netto di progetto per strutture di fondazione $c \geq 40$ mm.

Acciaio per carpenteria (arcarecci)

Tipo: S275JR (ex Fe430B)

- tensione caratt. di rottura: $f_{tk} = 430$ mpa
- tensione caratt. di snervamento: $f_{yk} = 275$ mpa per $t < 40$ mm
 $f_{yk} = 255$ mpa per $t > 40$ mm

6 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Il piano di posa delle fondazioni si attesta nell'unità litologica S "Ghiaia con sabbia e sabbia limosa di colore marrone, sciolta o poco addensata", che raggiunge una profondità di circa 3.5 m a partire dal p.c., in base al "Profilo geotecnico" del progetto definitivo.

In base alla relazione geotecnica si possono assumere per questo strato le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$E \text{ (MPa)} = 10 \div 20 \text{ MPa}$$

Il livello della falda risulta essere a circa 30 m di profondità.

La costante di sottofondo K_s adottata nel calcolo, supposta costante con la profondità, secondo la relazione di Bowles, è:

$$K_s = E / [B \times (1 - \mu^2)] = 11250 \text{ kN/m}^3$$

per

$$B = 1.00 \text{ m} \quad \text{Larghezza trave di fondazione (magrone)}$$

$$E = 10 \text{ MPa} \quad \text{Modulo elastico del terreno}$$

$$\mu = (1 - \sin 30^\circ) / (2 - \sin 30^\circ) = 0.33 \quad \text{Coefficiente di Poisson del suolo}$$

Nel calcolo si è assunto cautelativamente un valore di 10000 kN/m^3 .

7 ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Si descrivono di seguito i carichi elementari considerati nel calcolo.

7.1 Carichi permanenti

Il peso proprio di travi e pilastri in c.a. viene considerato automaticamente dal programma di calcolo assunto un peso di volume di 25 kN/m³.

Nel modello globale si considerano agenti sulle travi di copertura i seguenti carichi:

Pannelli sandwich:	0.50 kN/m ²
Incidenza arcarecci, piedini, ecc.:	0.20 kN/m ²
<u>Controsoffitto</u>	<u>1.20 kN/m²</u>
Totale	1.90 kN/m²

Sulle travi di fondazione si considera agente il seguente peso:

Pannelli di tamponamento verticale: **5.00 kN/m**

7.2 Carichi accidentali

Si considera un sovraccarico per copertura non accessibile, pari a 0.50 kN/m². Essendo tale carico meno gravoso del carico di neve, nel seguito non se ne terrà conto.

7.3 Azione della neve

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Esso viene valutato, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, in base alle espressioni nel seguito riportate, cui corrispondono valori con periodo di ritorno di circa 200 anni.

Nel caso in esame si ha, per la Zona I e una quota minore di 200 m s.l.m., un valore di $q_{sk} = 1.60$ kN/m². La pendenza della copertura risulta pari a circa 6°. Il coefficiente $\mu_1 = \mu_2$ risulta quindi pari a 0.8.

Si assume pertanto un carico di neve pari a:

$$q_s = \mu \cdot q_{sk} = 0.8 \cdot 1.60 = \mathbf{1.30 \text{ kN/m}^2}$$

7.4 Azione del vento

Si riporta di seguito la determinazione della pressione di riferimento del vento p.

Zona	1
Classe di rugosità	B
Altitudine a_s	100 m
Categoria di esposizione	IV
Coeff. di topografia c_t	1
Coeff. di forma c_p	1
Coeff. dinamico c_d	1

$V_{ref,0}$	25 m/s
a_0	1000 m
k_a	0.012 1/s
V_{ref}	25 m/s
q_{ref}	391 N/m ²
k_r	0.22
z_0	0.3 m
z_{min}	8 m
$c_e(z_{min})$	1.63

z	c_e	p (N/m ²)	Z = quota da terra della zona investita dal vento
0.00	1.63	638	64
2.00	1.63	638	64
4.00	1.63	638	64
6.00	1.63	638	64
8.00	1.63	638	64
10.00	1.78	697	70

Nel seguito si assume una pressione di 0.80 kN/m².

7.4.1 Vento sulle pareti

La costruzione si considera "stagna" pertanto si considerano le seguenti pressioni del vento:

Pareti sopravvento: $+0.8 \cdot 0.80 = +0.64 \text{ kN/m}^2$ (pressione)

Pareti sottovento: $-0.4 \cdot 0.80 = -0.32 \text{ kN/m}^2$ (depressione)

7.4.2 Vento sulla copertura

La costruzione si considera “stagna” pertanto si considerano le seguenti pressioni del vento:

Falda sopravvento: $-0.4 \cdot 0.80 = -0.32 \text{ kN/m}^2$ (depressione)

Falda sottovento: $-0.4 \cdot 0.80 = -0.32 \text{ kN/m}^2$ (depressione)

7.5 Azione termica

Si considera una variazione termica di 15° applicata a travi e pilastri.

7.6 Azione sismica

Per analizzare il comportamento della struttura sotto l'azione del sisma è stato effettuato uno studio su modello tridimensionale con analisi dinamica, condotta mediante analisi modale eseguita in campo lineare, adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazioni, l'espressione:

$$a/g = C \times R \times \beta \times I$$

dove:

a è l'accelerazione spettrale;

g è l'accelerazione di gravità;

I è il coefficiente di protezione sismica;

R è il coefficiente di risposta della struttura, valutato in funzione del periodo di vibrazione del modo di vibrare considerato, secondo l'espressione:

per $T < 0.8$ secondi $R = 1.0$

per $T > 0.8$ secondi $R = 0.862 / T^{2/3}$

C coefficiente di intensità sismica

β coefficiente di struttura

L'analisi modale è stata condotta tenendo conto di 150 modi di vibrazione, sufficienti ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

La somma dei contributi delle singole forme modali è stata effettuata con il metodo SRSS, considerato un coefficiente di smorzamento pari al 5%.

Nella valutazione delle masse che concorrono alla determinazione delle azioni sulla struttura derivanti dal sisma si è assunto un coefficiente di contemporaneità del carico di neve in copertura

pari a 0.33. Come previsto dalla normativa si è applicata, in maniera non contemporanea, l'azione sismica in due direzioni tra loro ortogonali (Cond. SISMAX e Cond. SISMAX).

I parametri utilizzati per l'analisi sismica sono i seguenti:

Coefficiente di protezione sismica: $I = 1.2$

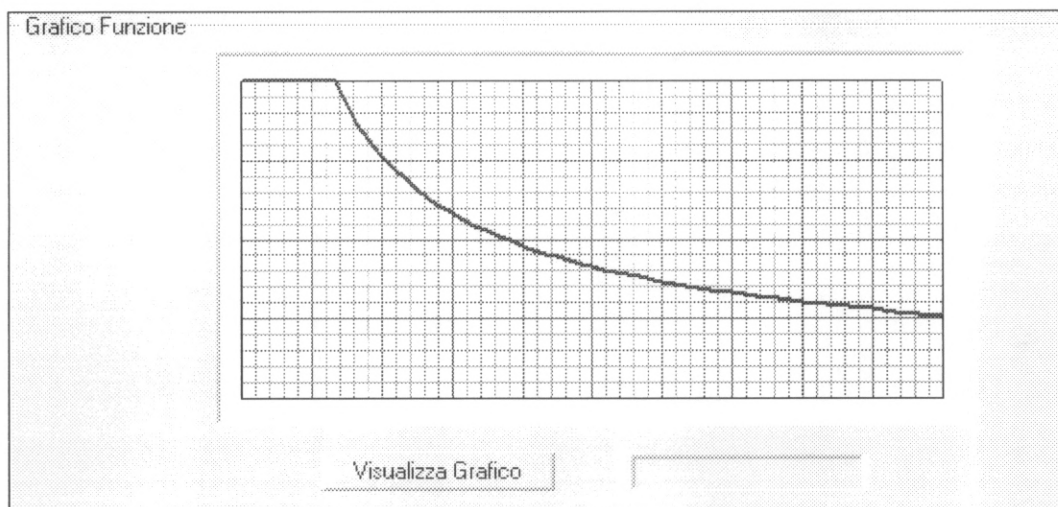
Coefficiente di struttura: $\beta = 1.0$

Grado di sismicità: $S = 6$

Coefficiente di intensità sismica: $C = (6 - 2)/100 = 0.04$

Gli angoli delle direzioni di ingresso delle azioni sismiche sono valutati rispetto alle due direzioni principali dell'edificio.

Si riporta di seguito la rappresentazione grafica dello spettro di risposta utilizzato:



8 MODELLO DI CALCOLO

L'edificio è costituito da due corpi di fabbrica di dimensioni 10.00x20.00 m e 10.00x27.50 m; i due corpi sono del tutto analoghi, entrambi costituiti da un modulo ripetitivo di interasse 5.00 m. In considerazione di questo, nel seguito viene analizzato solamente il corpo di dimensioni maggiori: i risultati ottenuti saranno estendibili all'altro corpo di dimensioni inferiori.

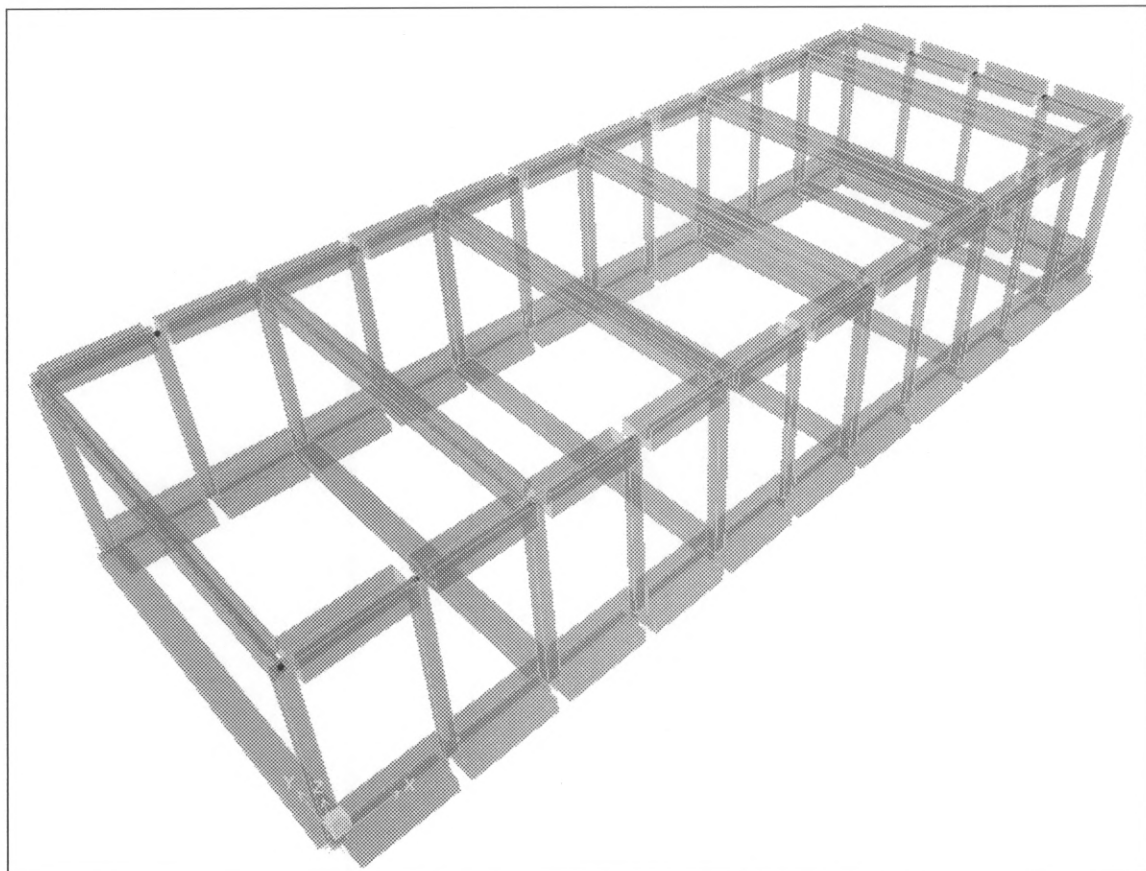
L'analisi della struttura è stata effettuata con un modello di calcolo spaziale agli elementi finiti mediante programma di calcolo SAP 2000 v. 11.

Il sisma è stato analizzato mediante analisi dinamica modale.

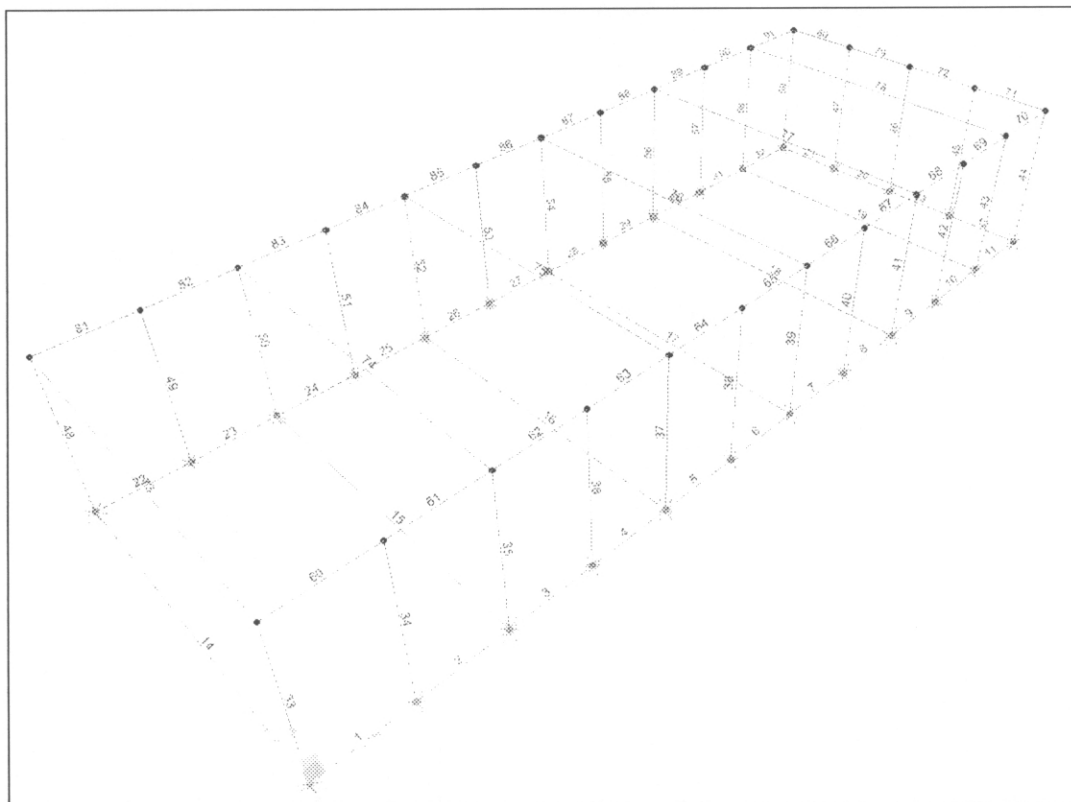
Travi e pilastri sono schematizzati con elementi "frame"; le fondazioni sono state schematizzate come frame su suolo elastico, considerando un modulo del terreno K_w di 10.000 kN/m³.

I carichi sono stati applicati sulle travi in ragione della loro area di influenza.

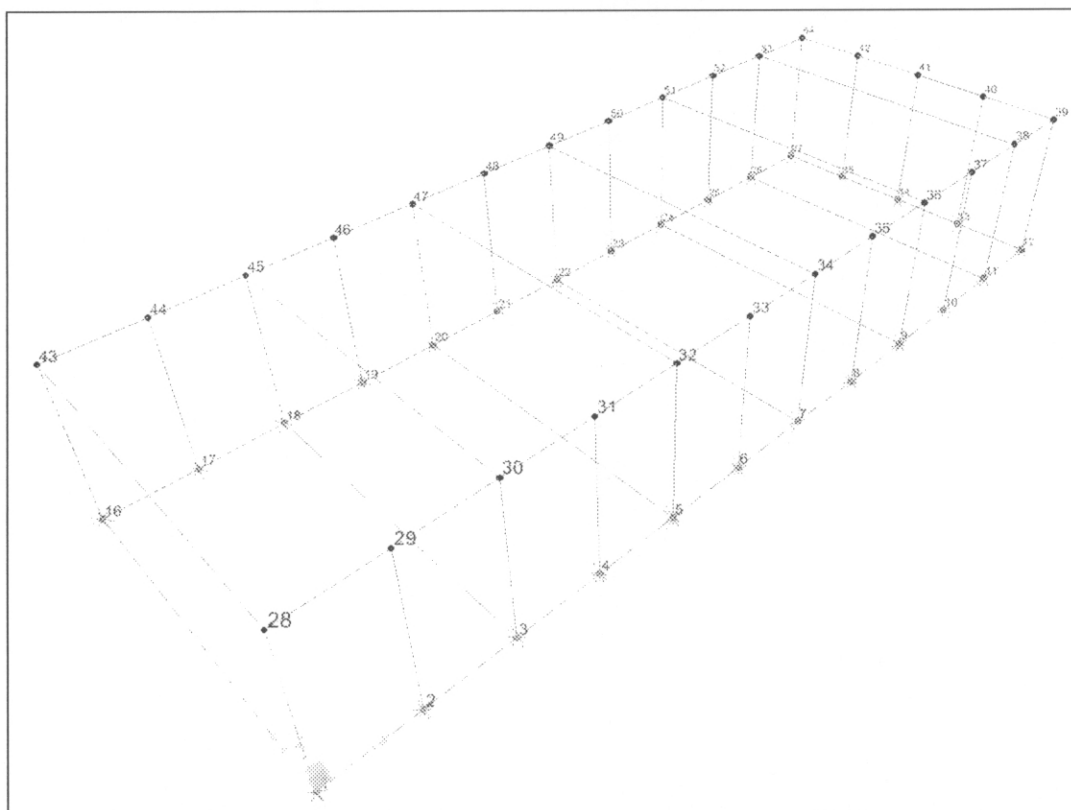
Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:



Modello di calcolo – Vista estrusa



Modello di calcolo – Numerazione frame



Modello di calcolo – Numerazione nodi

8.1 Analisi dei carichi applicati sugli elementi

8.1.1 Carichi permanenti (PERM)

Travi a doppio T centrali:	$p_z = 1.90 \times 5.00 =$	9.50 kN/m
Travi di bordo (trasversali):	$p_z = 1.90 \times 5.00 / 2 =$	4.75 kN/m
Travi di bordo (longitudinali):	$p_z =$	0.00 kN/m
Travi di fondazione:	$p_z =$	5.00 kN/m

8.1.2 Carico di neve (NEVE)

Travi a doppio T centrali:	$p_z = 1.30 \times 5.00 =$	6.50 kN/m
Travi di bordo (trasversali):	$p_z = 1.30 \times 5.00 / 2 =$	3.25 kN/m
Travi di bordo (longitudinali):	$p_z =$	0.00 kN/m

8.1.3 Vento longitudinale (VENTOX)

Travi a doppio T centrali:	$p_z = -0.32 \times 5.00 =$	-1.60 kN/m
Travi di bordo (trasversali):	$p_z = -0.32 \times 5.00 / 2 =$	-0.80 kN/m
Travi di bordo (longitudinali):	$p_z =$	0.00 kN/m

Pilastrini sopravvento centrali:	$p_x = +0.64 \times 2.50 =$	1.60 kN/m
Pilastrini sopravvento di bordo:	$p_x = +0.64 \times 2.50 / 2 =$	0.80 kN/m
Pilastrini sottovento centrali:	$p_x = +0.32 \times 2.50 =$	0.80 kN/m
Pilastrini sottovento di bordo:	$p_x = +0.32 \times 2.50 / 2 =$	0.40 kN/m

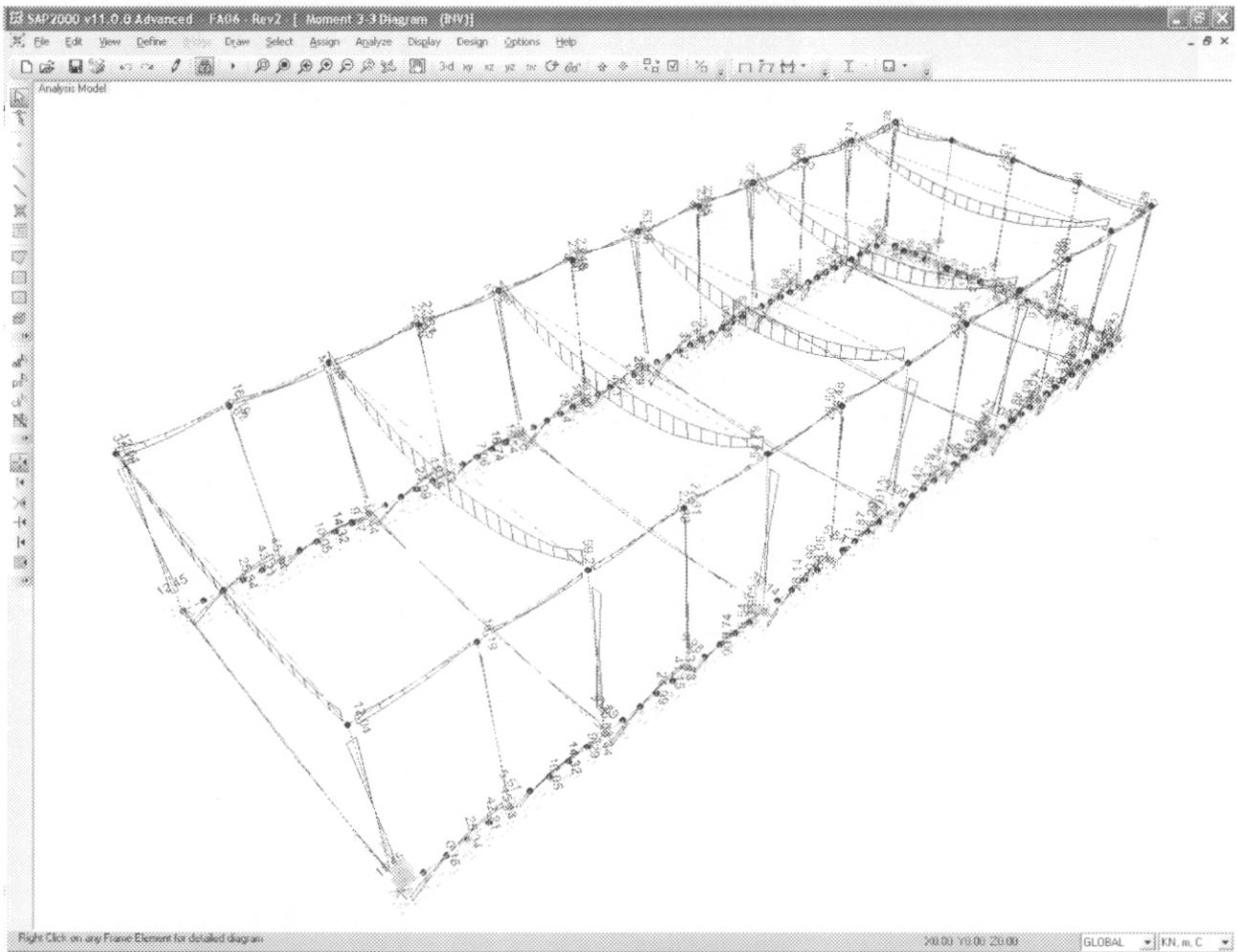
8.1.4 Vento trasversale (VENTOY)

Travi a doppio T centrali:	$p_z = -0.32 \times 5.00 =$	-1.60 kN/m
Travi di bordo (trasversali):	$p_z = -0.32 \times 5.00 / 2 =$	-0.80 kN/m
Travi di bordo (longitudinali):	$p_z =$	0.00 kN/m

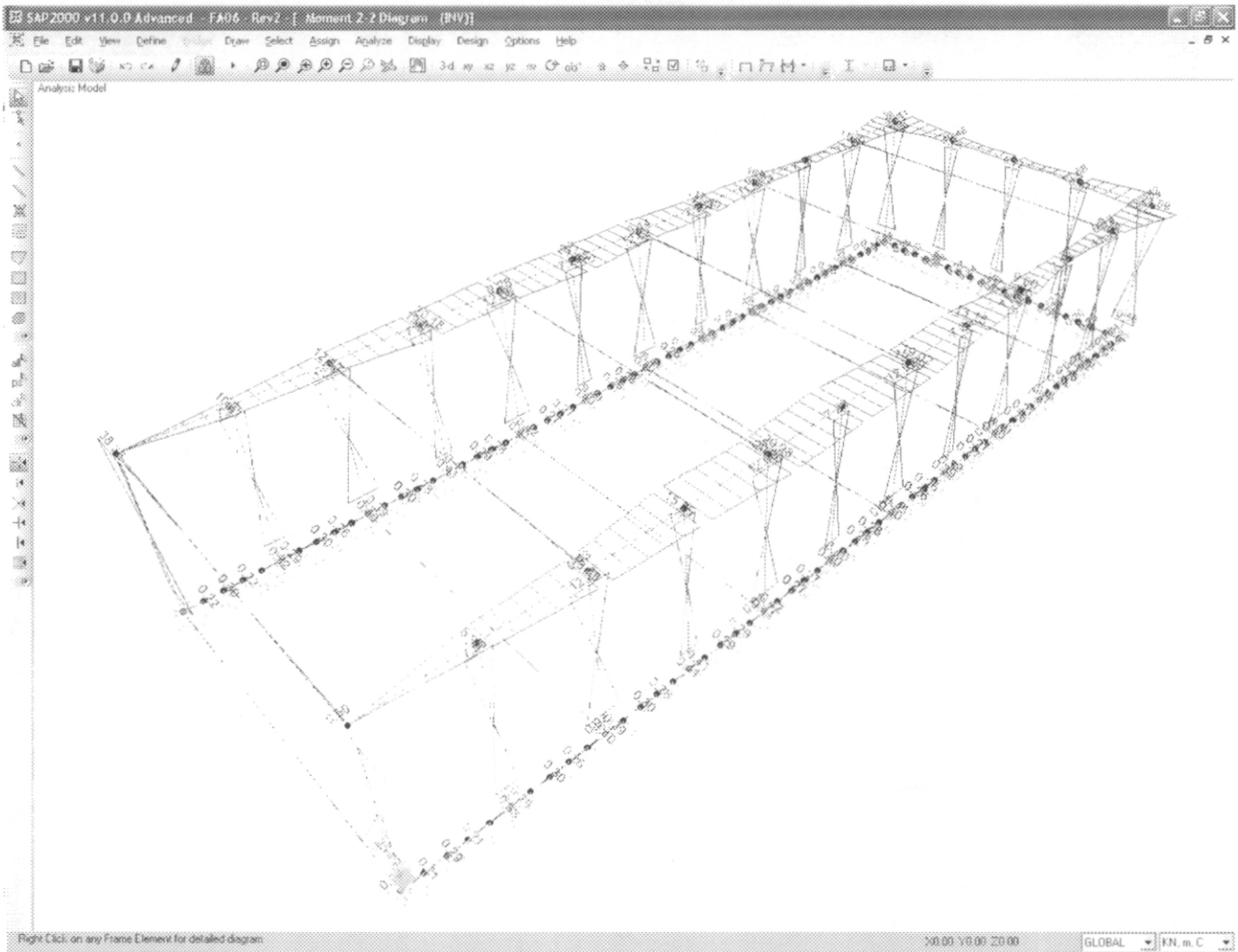
Pilastrini sopravvento centrali:	$p_x = +0.64 \times 2.50 =$	1.60 kN/m
Pilastrini sopravvento di bordo:	$p_x = +0.64 \times 2.50 / 2 =$	0.80 kN/m
Pilastrini sottovento centrali:	$p_x = +0.32 \times 2.50 =$	0.80 kN/m
Pilastrini sottovento di bordo:	$p_x = +0.32 \times 2.50 / 2 =$	0.40 kN/m

9 SOLLECITAZIONI

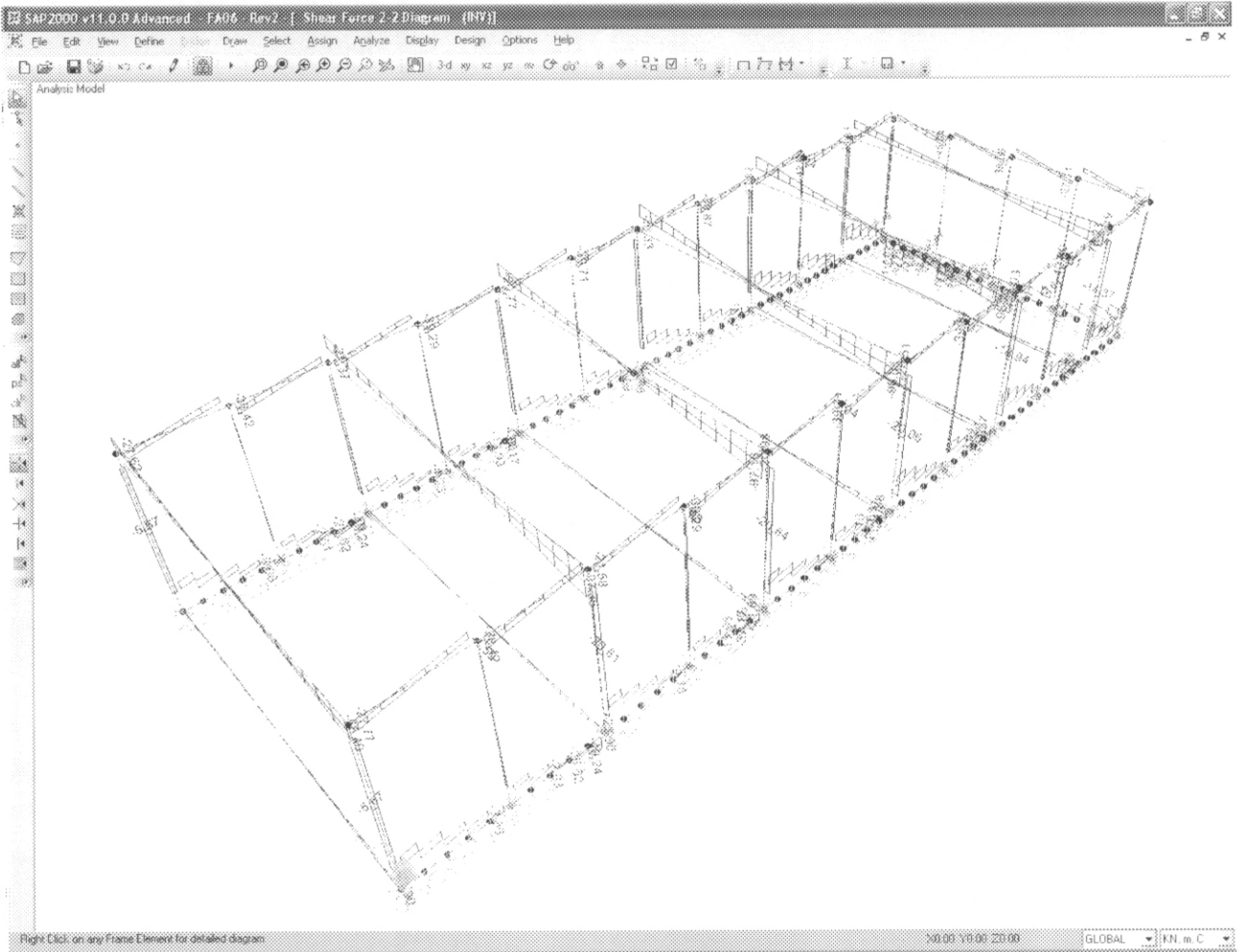
Si riportano gli involuipi delle caratteristiche della sollecitazione sugli elementi strutturali.



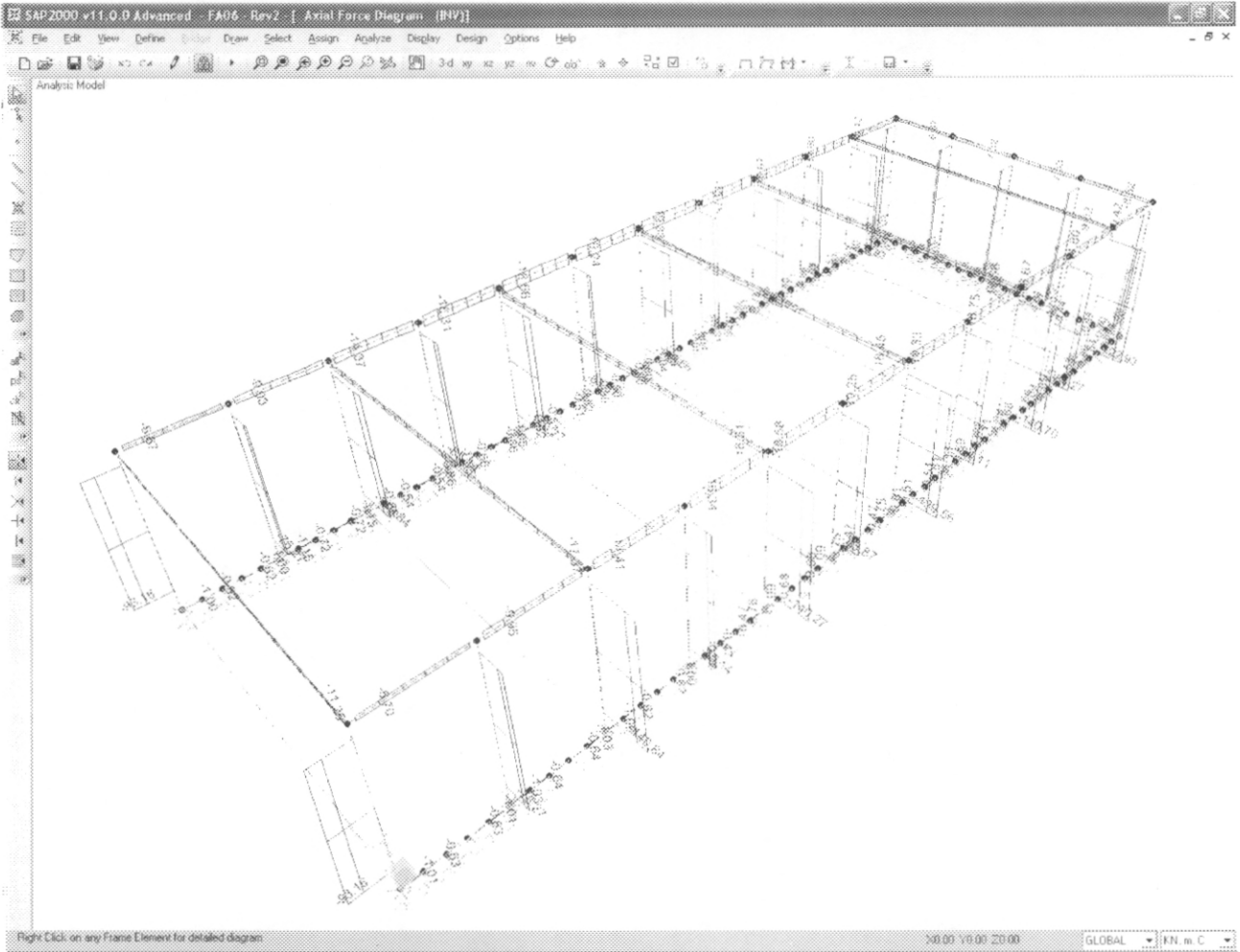
Involuppo dei momenti M33



Involuppo dei momenti M22



Inviluppo del taglio V22



Inviluppo dello sforzo assiale

10 VERIFICHE STRUTTURE

Seguono le verifiche di resistenza degli elementi.

10.1 Solai

Il solaio di sopertura è costituito da pannelli sandwich coibentati. Dovrà essere in grado di sostenere su una luce di 5.00 m un carico di 1.30 kN/m² (pari al carico di neve), oltre al peso proprio.

10.2.2 Verifica a taglio

Il taglio massimo in appoggio si ha nell'asta 74 e risulta pari a 97.3 kN.

Si dispongono staffe Ø8/15 a 2 braccia, pari a 6.7 cm². Si riporta di seguito la verifica della sezione.

Taglio	9730 daN
Rck	450
σ_a	2600 daN/cm ²
τ_{c0}	8.00 daN/cm ²
τ_{c1}	22.57 daN/cm ²
H	80 cm
b	7 cm
copriferro	3 cm
t_{taglio}	20.1 daN/cm ²
$A_{st \text{ taglio}}$	5.4 cm ² /m
$A_{st \text{ min}}$	1.8 cm ² /m

10.2.3 Verifica a fessurazione

Si riporta di seguito la determinazione dell'apertura delle fessure. L'ampiezza massima risulta $0.14 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm}$: la verifica è soddisfatta.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	195	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	45	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	13.5	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.4	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.4	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm		
Larghezza sezione	B	24	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	8.04	cm ²	4 Ø 16	$C_{S1} = 4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	8.04	cm ²	4 Ø 16	$C_{S2} = 13$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	8.04	cm ²	4 Ø 16	$C_{i2} = 13$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	8.04	cm ²	4 Ø 16	$C_{i1} = 4$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	6.7	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	207.6	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	24.8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	2370	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1512580	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	722091	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	90	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	129	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4.4		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	137.5	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	24.8	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00077		
Copriferro netto	c'	3.2	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	24.2	cm	
Area efficace	AC_{eff}	580.8	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	16.1	cm ²	
	ρ_r	0.02769		
Distanza tra le barre	s	6.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	10.5	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.08	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.14	mm	

10.3 Trave perimetrale

Le sollecitazioni massime si hanno nell'asta 80 nella COMB14 e risultano:

$$M2 = 11.7 \text{ kNm}$$

$$M3 = 43.5 \text{ kNm}$$

Si prevede un'armatura di 3x4Ø14. Si riporta di seguito la verifica della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ver-Tr bordo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Ref. Sismica Normativa: DM 1996

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1.54	-4	4
2	-84	0	2	1.54	-4	31
3	-84	60	3	1.54	-34	4
4	-69	60	4	1.54	-34	31
5	-69	20	5	1.54	-73	4
6	-38	20	6	1.54	-73	56

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="43.5"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="11.7"/> kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Materiali

FeB44k	C28/35
ϵ_{su} <input type="text" value="10"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="373.9"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="14.88"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.87"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.971"/>

Verifica

σ_c	<input type="text" value="-4.925"/> N/mm²
σ_s	<input type="text" value="157.3"/> N/mm²
ϵ_s	<input type="text" value="0.7866"/> ‰
d	<input type="text" value="56.82"/> cm
x	<input type="text" value="18.15"/> x/d <input type="text" value="0.3195"/>
	δ <input type="text" value="0.8394"/>

N° iterazioni:

Precompresso

10.3.1 Verifica a taglio

Il taglio massimo si ha nell'asta 78 e risulta pari a 45.0.

Si dispongono staffe $\varnothing 8/15$ a 2 braccia, pari a 6.7 cm^2 . Si riporta di seguito la verifica della sezione, assumendo come sezione resistente la nervatura interna di dimensioni $39 \times 35 \text{ cm}$.

La tensione tangenziale è inferiore alla τ_{c0} , pertanto non è necessaria armatura a taglio.

Taglio	4500 daN
Rck	350
σ_a	2600 daN/cm ²
τ_{c0}	6.67 daN/cm ²
τ_{c1}	19.71 daN/cm ²
H	35 cm
b	39 cm
copriferro	4 cm
t_{taglio}	4.1 daN/cm ²
$A_{st \text{ taglio}}$	6.2 cm ² /m
$A_{st \text{ min}}$	3.0 cm ² /m

10.3.2 Verifica a fessurazione

I valori di trazione nelle armature sono modesti e pertanto non si riporta la verifica a fessurazione che risulta ampiamente soddisfatta.

10.4 Pilastri 30x30

10.4.1 Verifica a pressoflessione

Le sollecitazioni più gravose si hanno per l'asta 37 in corrispondenza della COMB14 e risultano:

$$M3 = 50 \text{ kN m}$$

$$M2 = 2 \text{ kN m}$$

$$N = 125 \text{ kNm}$$

Si dispongono 3+3Ø18. Si riporta di seguito la verifica della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ver-PIL

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996

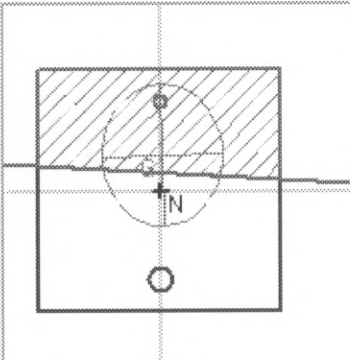
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.54	4
2	7.63	26

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
FeB44k **C28/35**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

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

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

10.4.2 Verifica a fessurazione

Le sollecitazioni più gravose nelle combinazioni non sismiche (COMB1÷12) si hanno per l'asta 59 in corrispondenza della COMB12 e risultano:

$$M3 = 42 \text{ kN m}$$

$$M2 = 3 \text{ kN m}$$

$$N = 123 \text{ kNm}$$

Si riporta di seguito la determinazione dell'apertura delle fessure. L'ampiezza massima risulta $0.17 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm}$: la verifica è soddisfatta.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	42	kN m
Sforzo normale	N	123	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	30	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.63	cm ²	3 Ø 18	$C_{s1} = 4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.63	cm ²	3 Ø 18	$C_{t1} = 4$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	9.8	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	169.8	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	34.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	19.1	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	12.1	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	1114	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	95211.7	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id+}	47260.7	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	20	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	25	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	20.6	cm	
	u (M_{fess})	5.6	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	6.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	76.1	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	14.2	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00073		
Copriferro netto	c'	3.1	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	16.6	cm	
Area efficace	AC_{eff}	498	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	7.6	cm ²	
	ρ_r	0.01533		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	14.1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.10	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.17	mm	

10.5 Pilastri 30x18

10.5.1 Verifica a pressoflessione

Le sollecitazioni più gravose si hanno per l'asta 51 in corrispondenza dalla COMB14 e risultano:

$$M3 = 9.8 \text{ kN m}$$

$$M2 = 1.4 \text{ kN m}$$

$$N = 80 \text{ kNm}$$

Si riporta di seguito la verifica della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Ver-PIL2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996

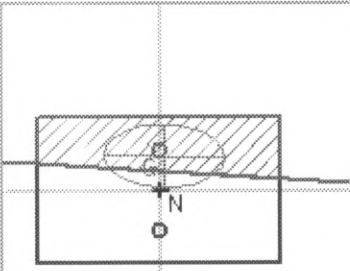
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	4
2	2.26	14

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali
FeB44k **C28/35**

ϵ_{su} <input type="text" value="10"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰	σ_c <input type="text" value="-11.91"/> N/mm ²
f_{yd} <input type="text" value="373.9"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>	σ_s <input type="text" value="174.6"/> N/mm ²
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14.88"/>	ϵ_s <input type="text" value="0.8732"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?	d <input type="text" value="14.86"/> cm
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.87"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/>	x <input type="text" value="7.516"/> x/d <input type="text" value="0.5057"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.6667"/>	δ <input type="text" value="1"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.971"/>	

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

10.5.2 Verifica a fessurazione

Si riporta di seguito la determinazione dell'apertura delle fessure. La sezione non è fessurata.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	9.8	kN m
Sforzo normale	N	80	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	28	cm		
Larghezza sezione	B	30	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	2.26	cm ²	2 Ø 12	$c_{s1} = 4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	2.26	cm ²	2 Ø 12	$c_{t1} = 4$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.0	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	48.1	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	12.3	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	-1.8	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	13.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	903	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	61665.8	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	30810.3	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	13	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	----	------	----------------------------

10.6.2 Verifica a taglio

Il taglio massimo si ha nel frame 11 nella COMB14 e risulta pari a:

$$V_{2max} = 155 \text{ kNm}$$

Si dispongono staffe $\varnothing 10/20$ a 2 braccia, pari a 7.9 cm^2 . Si riporta di seguito la verifica della sezione. La tensione tangenziale è inferiore alla τ_{c0} , pertanto non è necessaria armatura a taglio.

Taglio	15500 daN
Rck	300
σ_a	2600 daN/cm ²
τ_{c0}	6.00 daN/cm ²
τ_{c1}	18.29 daN/cm ²
H	135 cm
b	34 cm
copriferro	5 cm
τ_{taglio}	3.9 daN/cm ²
$A_{st \text{ taglio}}$	5.1 cm ² /m
$A_{st \text{ min}}$	1.2 cm ² /m

10.6.3 Verifica a fessurazione

Si riporta di seguito la determinazione dell'apertura delle fessure. La sezione non è fessurata.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	133	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	9.8	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.6	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	1.8	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{Samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	135	cm		
Larghezza sezione	B	34	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	4.02	cm ²	2 Ø 16	$c_{s1} = 4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{i2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	8.04	cm ²	4 Ø 16	$c_{i1} = 4$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.2	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	134.6	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	25.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4759	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	7700721	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1558392	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	208	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

10.7 Incidenza armature

INCIDENZA ARMATURE PER ELEMENTI STRUTTURALI

TRAVI DI FODAZIONE	80 Kg/mc
PILASTRI	150 Kg/mc
TRAVI IN OPERA	110 Kg/mc
TRAVI IN CAV	90 Kg/mc

11 VERIFICHE DI PORTANZA FONDAZIONI

L'abbassamento massimo delle fondazioni nel modello di calcolo si ha nel nodo 1 e risulta pari a 0.0087 m. A questo abbassamento corrisponde una pressione sul terreno di:

$$p_{\max} = d \times k_w = 0.0087 \times 10.000 = 87 \text{ kPa} = \underline{0.087 \text{ MPa}}.$$

Il corrispondente carico per unità di lunghezza della trave di fondazione, considerando una larghezza della trave di 0.80 m, risulta:

$$p = 87 \times 0.80 = 69.6 \text{ kN/m}$$

Si riporta nelle pagine seguenti il calcolo del carico limite della fondazione, schematizzata come fondazione nastriforme, e la verifica di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risulta pari a 8.26 > 2.5.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^*sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*h\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

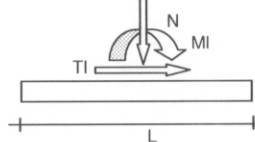
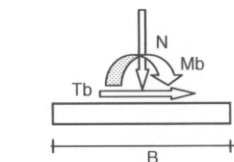
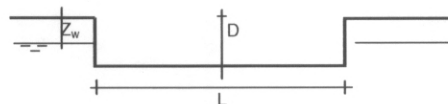
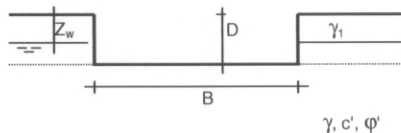
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

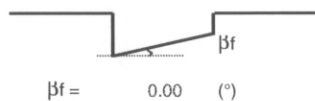
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	●	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	○	1.10	1.10	1.10	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 0.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 1.30 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	69.60	0.00	69.60
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18.00 (kN/mc)
 γ = 18.00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0.00 (kN/mq)
 φ' = 30.00 (°)

Profondità della falda

Z_w = 30.00 (m)

e_B = 0.00 (m) B^* = 0.80 (m)
 e_L = 0.00 (m) L^* = 1.00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 23.40 \quad (\text{kN/mq})$$

: peso di volume del terreno di fondazione

$$= 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot e^{(\phi \cdot \tan^{-1})}$$

$$Nq = 18.40$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \phi$$

$$Nc = 30.14$$

$$N = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \phi$$

$$N = 22.40$$

s_c, s_q, s : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi / L$$

$$s_q = 1.00$$

$$s = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s = 1.00$$

i_c, i_q, i : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0.00 \quad = \arctg(Tb/Tl) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin² + m_lcos²) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \phi))^m$$

$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \phi))^{(m+1)}$$

$$i = 1.00$$

d_c, d_q, d : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 / B$$

$$\text{per } D/B > 1; d_q = 1 + (2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2) \cdot \arctan(D/B)$$

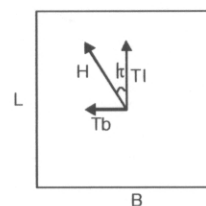
$$d_q = 1.29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (Nc \cdot \tan \phi)$$

$$d_c = 1.31$$

$$d = 1$$

$$d = 1.00$$



g_c, g_q, g : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \rho)^2 \quad i + \rho = 0.00 \quad i + \rho < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \rho)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g = g_q$$

$$g = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 718.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 87.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 8.26$$

12 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI

Si riportano di seguito le verifiche degli spostamenti relativi tra i piani.

Lo spostamento relativo massimo consentito dalla norma è pari a $0.002 \times h$, con "h" pari all'altezza di interpiano. Per un interpiano di calcolo di 4.95 m lo spostamento limite vale:

$$Sp.limite = 4950 \times 0.002 = 9.9 \text{ mm}$$

Lo spostamento massimo in fase sismica (Nodo 43, SISMA Y) risulta pari a:

$$d_{max} = 3.1 \text{ mm}$$

Tale spostamento va amplificato del fattore λ , che per opere con $l=1.2$, vale 3. Si ha quindi:

$$\eta = 3 \cdot 3.1 = 9.3 \text{ mm} \leq 9.9 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta