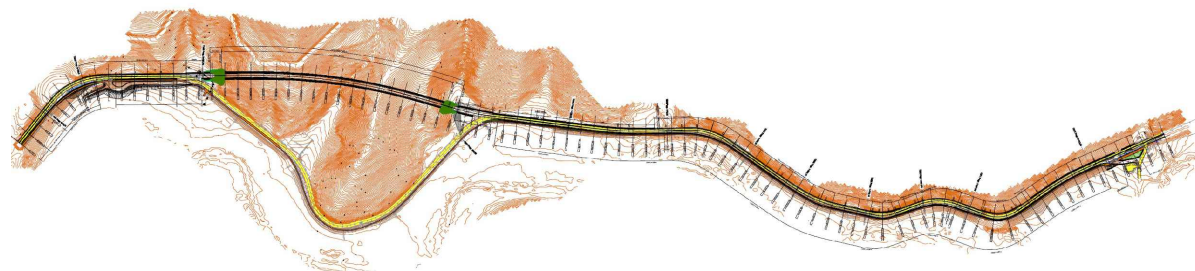


S.S. 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"

RETTIFICA DEL TRACCIATO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 41+500 al km 51+500
STRALCIO 1 - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 49+300 al km 51+500



PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE



GRUPPO DI LAVORO ANAS

PROGETTAZIONE



RESPONSABILE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA

Ing. Valerio BAJETTI
Ordine degli Ingegneri della
provincia di Roma n°A26211
(Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio BAJETTI
Ordine degli Ingegneri della
provincia di Roma n°10112
(Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alessandro MICHELI

PROTOCOLLO

DATA

N. ELABORATO:

H006

CAPITOLO H - PROGETTO OPERE IN SOTTERRANEO

CAPITOLO H0 - PARTE GENERALE

PARTICOLARI COSTRUTTIVI IMPERMEABILIZZAZIONE STRUTTURE SCATOLARI

CODICE PROGETTO

PROGETTO

PG0374D2201

NOME FILE

H003-P01GA00STRRE01_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

P01GA00STRDC01

A

VARIE

D

C

B

A

PRIMA EMISSIONE

FEBBRAIO
2023

ARCH. MAURO
SASSO

ING. GIANCARLO
TANZI

ING. VALERIO
BAJETTI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	CONVENZIONI GENERALI	7
4	MATERIALI	7
4.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI	7
4.1.1	Generalità	7
4.1.2	Durabilità - Classi di esposizione e copriferri	8
4.1.3	Piedritti - fondazione e soletta	8
4.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA PER ELEMENTI IN C.A.	8
5	MATERIALI DI RINTERRO E REGIMI DI SPINTA	9
6	CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
7	ANALISI DEI CARICHI	11
7.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	11
7.2	Carichi permanenti portati	11
7.3	CARICO DI SERVIZIO	11
7.4	SPINTA STATICA DEI CARICHI DI SERVIZIO	12
7.5	SPINTA STATICA DEL TERRENO DI MONTE	12
7.6	SOVRASPINTA DEL RINTERRO DI MONTE	13
7.7	FORZA D'INERZIA ELEMENTI STRUTTURALI	13
7.8	SPINTA SISMICA DEL RINTERRO DI MONTE	13
7.9	FORZA D'INERZIA CARICHI PERMANENTI	13
8	COMBINAZIONI DI CARICO	14
8.1	COMBINAZIONI S.L.E.	14
8.2	COMBINAZIONI S.L.U.	14
9	ANALISI DELLO SCATOLARE - DESCRIZIONE DEL MODELLO	15
9.1	SOLLECITAZIONI SCATOLARE	23
9.1.1	COMBINAZIONE RARA	23
9.1.2	COMBINAZIONE FREQUENTE	23
9.1.3	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	24
9.1.4	COMBINAZIONE SLU STATICA - INVILUPPO	25
9.1.5	COMBINAZIONE SLU SISMICO - INVILUPPO	26
9.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	28
9.2.1	Soletta superiore - momento negativo E POSITIVO	28
9.2.2	FONDAZIONE - momento negativo E POSITIVO	29
9.2.3	PIEDRITTI - momento negativo	30
9.3	VERIFICHE A FLESSIONE SLU	31
9.3.1	Verifica strutturali - SOLETTA - momento negativo	31
9.3.2	Verifica strutturali - SOLETTA - momento POSITIVO	32
9.3.3	Verifica strutturali - FONDAZIONE - momento POSITIVO	32
9.3.4	Verifica strutturali - FONDAZIONE - momento NEGATIVO	33
9.3.5	Verifica strutturali - PIEDRITTI	33

9.4	VERIFICHE A TAGLIO SLU	34
9.4.1	Verifica a taglio Soletta SLU.....	34
9.4.2	Verifica a taglio FONDAZIONE SLU	36
9.4.3	Verifica a taglio PIEDRITTI	38
10	GIUDIZIO MOTIVATO DI Accettabilità DEI RISULTATI.....	40
11	VERIFICA A CARICO LIMITE FONDAZIONE	41

1 INTRODUZIONE

Oggetto del presente elaborato sono le verifiche strutturali svolte per le gallerie artificiali scatolari previste agli imbocchi della galleria naturale.

Per le zone di approccio della galleria naturale è prevista la realizzazione di n.2 galleria artificiale di cui quella sud di lunghezza pari a 15m e quella nord di lunghezza maggiore, pari a 35m. Tali gallerie sono precedute e seguite da muri a "U" di altezza progressivamente decrescente

La struttura della galleria artificiale è prevista nel progetto definitivo di tipo scatolare con pareti da 110cm, soletta superiore di spessore pari a 110cm e solettone di fondazione da 130cm.

Tale struttura consente sia il rinterro e la risagomatura del terreno superiormente (anche con valenza di mitigazione ambientale) sia il passaggio della pista ciclabile monodirezionale (direttrice nord-sud) utile a evitare che i ciclisti su strada si immettano in galleria naturale.

La struttura artificiale è preceduta (su ambo i lati) da muri a "U" a profilo variabili che consentono, da un lato di minimizzare l'î

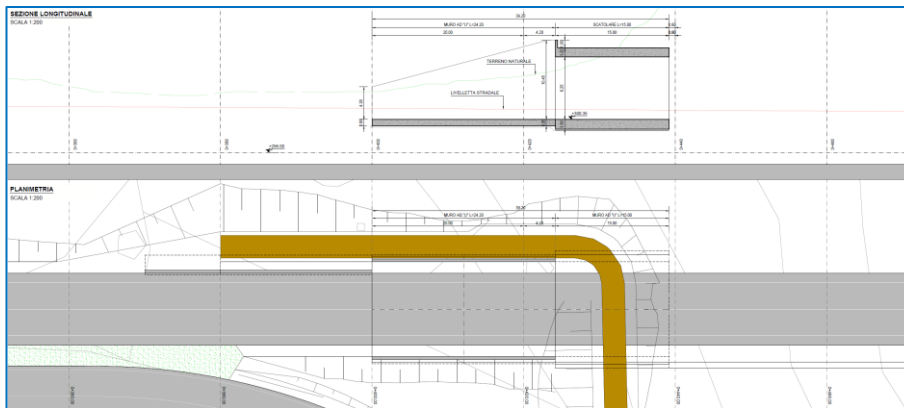
Per i muri a "U" nelle zone con paramenti di elevata altezza (maggiori di 7m) sono previsti spessori delle elevazioni di 95cm e spessori della ciabatta di fondazione di 100cm mentre per le restanti zone gli spessori delle elevazioni sono ridotte a 75cm e quelli della soletta di fondazione a 80cm.

I muri a "U" hanno la funzione sia di sostenere la rama della pista ciclabile presente sul lato di monte sia il terreno di valle così da minimizzare l'impatto finale dell'opera soprattutto nella zona di approccio della galleria di fatto annullando gli ampi sbancamenti previsti in progetto preliminare e annullando la vista delle opere dal lato del Fiume Nera.

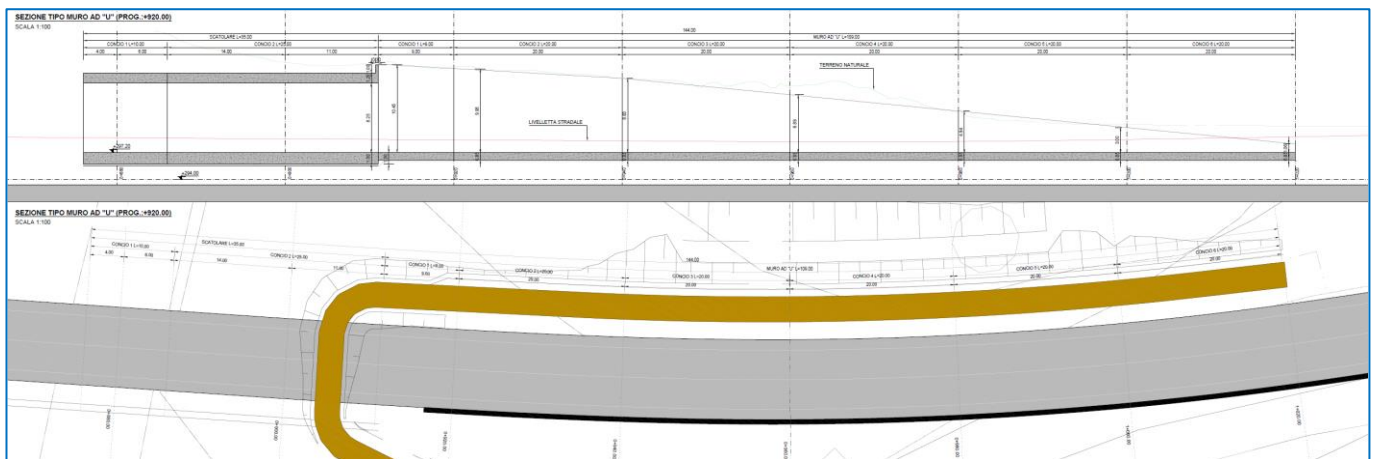
Tutti i paramenti esterni delle opere sono previsti rivestiti in pietra locale.

La soletta di fondazione dei muri a "U" prima e della Galleria artificiale poi è sempre posta a una profondità di almeno 120/13cm dal piano stradale per consentire il passaggio dei collettori di raccolta delle acque di piattaforma.

Qui a seguire si riporta la geometria dell'imbocco sud



Qui a seguire si riporta invece la geometria dell'imbocco nord



Il manufatto oggetto della presente relazione (calcolato nelle condizioni più sfavorevoli tra le zone a nord e a sud della galleria naturale) ha sezione rettangolare costante di dimensioni esterne pari a 14.70 m circa per 10.75 m di altezza, conteggiati a partire dall'estradosso della soletta fino all'intradosso della fondazione.

Le dimensioni sezionali sono le seguenti:

- Soletta superiore : Sp. 1.10m
- Fondazione: Sp. 1.30m
- Piedritti: Sp. Sp. 1.10m

Di seguito si riportano alcune immagini esplicative riguardanti la geometria dell'opera:

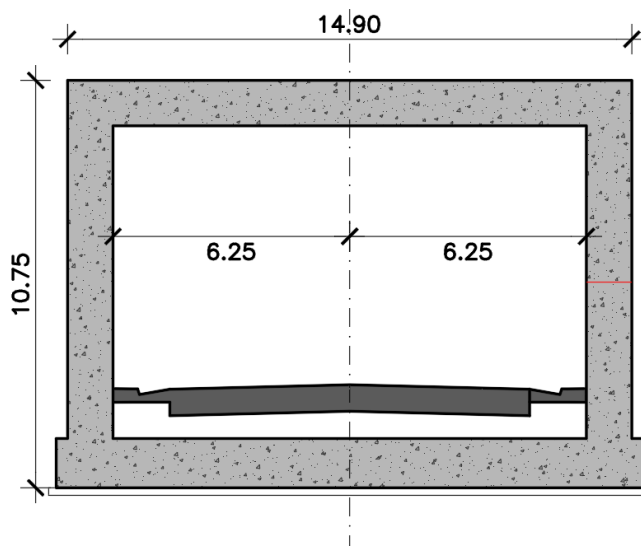


FIGURA 1-1. SEZIONE CORRENTE SCATOLARE

In questa relazione si procede alla verifica delle strutture sotto i carichi definiti dai regolamenti vigenti: *DM 2018* ed *Eurocodici*.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente *Normativa italiana* e da quella europea (*Eurocodici*).

In particolare, si è fatto riferimento a:

- [1] D.M. 17/01/2018 *NTC 2018 - Nuova normativa tecnica per le costruzioni*
- [2] EN 1990 *Basi della progettazione strutturale*
- [3] EN 1991 *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture:*
 - a. *Parte 4: Azioni sulle strutture – Azione del vento*
 - b. *Parte 5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche*
 - c. *Parte 2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti*
- [4] EN 1992 *Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo*
 - a. *Parte 2: Ponti di calcestruzzo*
- [5] EN 1993 *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio*
 - a. *Parte 2: Ponti di acciaio*
- [6] EN 1994 *Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo*
 - a. *Parte 2: Regole generali e regole per i ponti*
- [7] EN 1998 *Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*
 - a. *Parte 2: Ponti*

3 CONVENZIONI GENERALI

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie orme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN

tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione assiale

Fy azione tagliante agente nel piano orizzontale

Fz azione tagliante agente nel piano verticale

Mx momento torcente

My momento flettente agente nel piano verticale

Mz momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche Fx, Fz, My, dal momento che risultano non significativi i contributi Fy, Mx ed Mz.

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (Mf) in luogo di My

V in luogo di Fz

T in luogo di Mx

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave

- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

4 MATERIALI

4.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

4.1.1 GENERALITÀ

Le materie di base dei vari mix-design dovranno rispettare quanto riportato nelle seguenti:

- UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1 ⇒ per gli aggregati;
- UNI EN 1008: 2003 ⇒ per l'acqua di impasto;
- UNI EN 197 ⇒ per il cemento;
- UNI EN 934-2 ⇒ per gli additivi super fluidificanti e/o ritardanti.

4.1.2 DURABILITÀ - CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Per assicurare la necessaria durabilità all'opera in esame in relazione alla vita nominale della stessa si sono scelte, per i differenti elementi strutturali componenti l'opera, le classi di esposizione ed i valori di copriferro riassunti di seguito:

Piedritti – fondazione e soletta scatolare

Classe di esposizione: XC2

Copriferro minimo: 40 mm

Classe calcestruzzo: C35/45

4.1.3 PIEDRITTI – FONDAZIONE E SOLETTA

R_{ck}	45	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	37.4	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
γ_c	1.5	[-]	Coefficiente di sicurezza parziale
α_{cc}	0.85	[-]	Coefficiente per effetti a lungo termine
f_{cm}	45.4	[MPa]	Valore medio resistenza a compressione cilindrica
f_{ctm}	3.4	[MPa]	Valore medio resistenza a trazione
E_{cm}	34625	[MPa]	Modulo di elasticità
ϵ_{c1}	0.002	[-]	Deformazione unitaria per la tensione f_c
ϵ_{cu}	0.0035	[-]	Deformazione unitaria ultima
f_{cd}	21.2	[MPa]	Resistenza di progetto a compressione
f_{ctd}	1.56	[MPa]	Resistenza di progetto a trazione
$\sigma_{c,caratt.}$	22.4	[MPa]	Tensione limite - Comb. caratteristica
$\sigma_{c,q.p.}$	16.8	[MPa]	Tensione limite - Comb. quasi permanente

Le altre caratteristiche richieste sono:

- rapporto acqua cemento a/c ≤ 0.60
- slump S5;

4.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA PER ELEMENTI IN C.A

Classe	B450C		
f_{yk}	450	[MPa]	Resistenza a snervamento
γ_σ	1.15	[-]	Coefficiente di sicurezza
E_s	210000	[MPa]	Modulo di elasticità
ϵ_{ps}	0.0019	[-]	Deformazione unitaria a snervamento
ϵ_{su}	∞	[-]	Deformazione unitaria ultima
f_{yd}	391.3	[MPa]	Resistenza di progetto
σ_σ	360	[MPa]	Tensione limite acciaio - Combinazioni SLS

5 MATERIALI DI RINTERRO E REGIMI DI SPINTA

I materiali da utilizzare per il rinterro a tergo dello scatolare dovranno essere opportunamente selezionati e posti in opera con adeguati fasi di lavorazione e rullaggio in maniera tale da garantire il rispetto delle ipotesi di progetto. In particolare, si sono considerate le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Peso per unità di volume: $\gamma \cong 20 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo d'attrito interno: $\phi \cong 30^\circ$;
- Coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \text{sen}\phi) \cong 0.500$ (formula di Jacky).

In favore di sicurezza le spinte delle terre in condizioni statiche a monte dello scatolare sono valutate con riferimento allo stato di spinta a riposo.

Per la valutazione delle spinte in condizioni sismiche si utilizza l'approccio pseudo-statico di Wood.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, esso è individuato come appartenente allo strato denominato "scaglia rossa", cui parametri, estratti dalla relazione geotecnica, sono riportati di seguito,

SCAGLIA ROSSA (SR) - FORMAZIONE "SAA"				
Peso di volume	γ	kN/m ³	=	26,0
Resistenza alla compressione uniassiale	σ_c	MPa	=	72,0 ÷ 76,0
GSI	-		=	27 ÷ 34
Angolo di attrito interno	ϕ	(°)	=	32 ÷ 38
Coesione efficace	C'	MPa	=	0,15 ÷ 0,25
RMR	-		=	57 ÷ 62
RMR _{corretto}	-		=	30 ÷ 35
Modulo elastico	E	GPa	=	2,0 ÷ 5,0

FIGURA 5-1. STRALCIO TAVOLA PROFILI GEOTECNICI – UNITÀ LITOLOGICA FONDAZIONE SCATOLARE

I parametri utilizzati saranno "medi" rispetto ai range evidenziati in figura.

6 CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata, ai sensi del *D.M. 17 gennaio 2018*. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri:

- Vita nominale di progetto $\Rightarrow V_N = 100$ anni
- Classe d'uso *IV* $\Rightarrow C_u = 2.0$
- Periodo di riferimento $\Rightarrow V_N = V_N \times C_u = 200$ anni.

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Categoria di sottosuolo: *C*
- Categoria topografica: *T2*

Nelle tabelle seguenti si riportano i parametri utilizzati per la definizione degli spettri elastici di progetto.

	$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$		$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$		$S_{e-h}(T)$	$S_{e-v}(T)$
$(a_g/g)_{SLD}$	0.177	0.100	$(a_g/g)_{SLV}$	0.338	0.327	$(a_g/g)_{SLC}$	0.423	0.371
F_{0-SLD}	2.312	-	F_{0-SLV}	2.381	-	F_{0-SLC}	2.391	-
S_S	1.455	1.00	S_S	1.145	1.00	S_S	1.094	1.00
S_T	1.00	1.00	S_T	1.00	1.00	S_T	1.00	1.00
S	1.455	1.00	S	1.145	1.00	S	1.094	1.00
ξ	5	5	ξ	5	5	ξ	5	5
η	1	1	η	1	1	η	1	1
C_C	1.554	-	C_C	1.483	-	C_C	1.477	-
T^*_{C-SLD}	0.305	-	T^*_{C-SLV}	0.351	-	T^*_{C-SLC}	0.356	-
T_C	0.474	0.150	T_C	0.521	0.150	T_C	0.525	0.150
T_B	0.158	0.050	T_B	0.174	0.050	T_B	0.175	0.050
T_D	2.307	1.000	T_D	3.153	1.000	T_D	3.290	1.000

7 ANALISI DEI CARICHI

In analogia con gli schemi considerati per le analisi si sono previste le seguenti azioni di calcolo:

- Peso proprio elementi strutturali in c.a. costituenti lo scatolare;
- Spinta statica rinterro di monte;
- Spinta statica sovraccarico di servizio (lato monte);
- Forza d'inerzia degli elementi strutturali in calcestruzzo armato;
- Spinta sismica del rinterro di monte (incremento di spinta sismica);

7.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

I carichi rappresentanti i pesi propri degli elementi strutturali sono valutati considerando un peso per unità di volume del conglomerato cementizio armato pari a 25 kN/m^3 . Le dimensioni considerate per gli elementi strutturali sono quelle riportate negli elaborati grafici di progetto.

7.2 Carichi permanenti portati

Sono stati presi in considerazione i carichi permanenti portati considerati - G_{k2} - dislocati direttamente sulla struttura. La natura e l'intensità di tali carichi superficiali è assunta pari a:

$$G_{K-RINTERRO} = S_m \times \gamma_{cls} = 60.0 \text{ kPa (RINTERRO)}$$

- $S_m \cong 3.00\text{m}$
- $\gamma_{cls} \cong 20 \text{ kN/m}^3$.

Si ricorda che il carico del rinterro è applicato solo sulla soletta superiore.

$$G_{K-PERM} = S_m \times \gamma_{cls} = 34 \text{ kPa (carico pavimentazione all'interno dello scatolare)}$$

- $S_m \cong 1.40\text{m}$ (nonostante la natura a schiena d'asino della sottostruttura si utilizza l'altezza massima)
- $\gamma_{cls} \cong 24 \text{ kN/m}^3$.

Si ricorda che il carico permanente è applicato solo sulla fondazione.

7.3 CARICO DI SERVIZIO

Il sovraccarico mobile verticale è considerato in maniera diversa a seconda che sia gravante a tergo dello scatolare o al di sopra della sua soletta superiore.

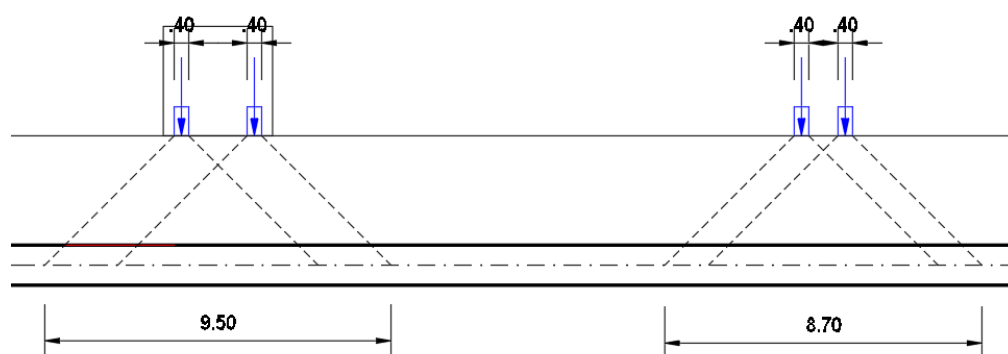
Nel caso di carico gravante a tergo dello scatolare si usa un carico pari a

$$q_{\text{tergo}} = 20 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda il carico gravante sulla soletta superiore, viene utilizzato lo schema tandem fornito dalla normativa al § 5.1.3.3.5 considerando la colonna di carico più gravosa.

Il carico poi verrà diffuso sulla soletta ipotizzando una diffusione a 45° fino a baricentro soletta.

Le lunghezze di diffusione trasversale e longitudinale sono rispettivamente



Esse danno luogo, quindi, ad un'area di diffusione pari a

$$A_{diff} = 9.50 \times 8.70 = 82.65 \text{mq}$$

I carichi concentrati previsti dalla colonna di carico più pesante nello schema tandem sono da 300kN ciascuno per cui si ha:

$$Q_v = 2 \times 300 / 82.65 \approx 7.5 \text{kN/mq}$$

Ad esso va aggiunto il carico distribuito previsto dallo schema tandem di 9 kN/mq, per cui il valore definitivo sarà:

$$Q_{v,tot} = 7.5 + 9 = 16.5 \text{kN/mq}$$

I carichi da traffico saranno combinati con il coefficiente ψ pari a 1.5.

7.4 SPINTA STATICA DEI CARICHI DI SERVIZIO

I carichi gravitazionali di servizio "q_v" rappresentanti la viabilità locale sono schematizzati come un carico nastriforme di dimensione finita agente sul terreno e quindi come carico spingente orizzontalmente "q_n" sui piedritti considerando:

$$q_{tergo} = q_v \times k;$$

dove

- q_v = 20 kPa – intensità del carico verticale rappresentante la viabilità locale;

k - coefficiente di spinta a riposo

L'intensità del sovraccarico laterale a metro di profondità sarà pari a:

$$S_{q,tergo} = q_{tergo} \times k_0 = 20 \times 0.50 \approx 10.0 \text{ kPa}$$

7.5 SPINTA STATICA DEL TERRENO DI MONTE

La spinta del terreno in condizioni statiche è considerata con un diagramma di spinta a distribuzione triangolare "s_t" (punto di applicazione a 1/3 dell'altezza) Si ricorda che si è considerata la condizioni limite di spinta a riposo con un angolo di attrito interno del materiale rinterro pari a 30°. Tali ipotesi si ritiene cautelativa. La spinta "S_{sta-rint}" (spinta a riposo k₀ = 0.500) è determinata considerando una altezza totale di spinta pari a H ≈ 10.75m; l'intensità massima del diagramma triangolare è pertanto pari a:

$$S_{sta-rint} = \gamma \times k_0 \times H = 20 \times 0.50 \times 10.75 \approx 107.5 \text{ kPa}$$

7.6 SOVRASPINTA DEL RINTERRO DI MONTE

I carichi gravitazionali dovuti al rinterro sono schematizzati come un carico nastriforme di dimensione finita agente sul terreno e quindi come carico spingente orizzontalmente sui piedritti considerando:

$$q_{\text{tergo}} = G_{K\text{-RINTERRO}} \times k_0;$$

dove

- $G_{K\text{-RINTERRO}} = 60 \text{ kPa}$ – intensità del carico verticale rappresentante la viabilità locale;

k - coefficiente di spinta a riposo

L'intensità del sovraccarico laterale a metro di profondità sarà pari a:

$$S_{q_{\text{tergo}}} = G_{K\text{-RINTERRO}} \times k_0 = 60 \times 0.50 \cong 30.0 \text{ kPa}$$

7.7 FORZA D'INERZIA ELEMENTI STRUTTURALI

La forza d'inerzia relativa agli elementi strutturali in c.a. è determinata moltiplicando i rispettivi pesi per il coefficiente sismico orizzontale " k_h " allo **SLV** pari al valore dedotto dalla risposta sismica del sito.

$$k_h = (a_g/g) \times S_s \times S_T = 0.388 \times 1.145 \times 1.00 = 0.445$$

ed un coefficiente sismico verticale " k_v " pari a:

$$k_v = 0.5 \times k_h \cong 0.222.$$

Il punto di applicazione delle forze d'inerzia dei vari elementi coincide con il baricentro degli stessi.

7.8 SPINTA SISMICA DEL RINTERRO DI MONTE

La spinta del rinterro in condizioni sismiche è valutata facendo cautelativamente riferimento alla teoria di *Wood*, ossia aumentando la spinta statica delle terre di una quantità denominata "sovraspinta" costante con la profondità calcolata come segue:

$$\Delta P = (a_g/g) \times S_s \times S_T \times \gamma \times H = 0.388 \times 1.145 \times 1.00 \times 20 \times 10.75 = 96 \text{ kPa}$$

I coefficienti quali (a_g/g), S_s e S_T si rimanda al capitolo dedicato alla determinazione dell'azione sismica.

7.9 FORZA D'INERZIA CARICHI PERMANENTI

La forza d'inerzia relativa ai carichi permanenti, siano essi relativi al rinterro sulla soletta superiore o alla sovrastruttura stradale presente sull'estradosso della fondazione, è determinata moltiplicando i rispettivi pesi per il coefficiente sismico orizzontale " k_h " allo **SLV** pari al valore dedotto dalla risposta sismica del sito.

$$k_h = (a_g/g) \times S_s \times S_T = 0.445;$$

ed un coefficiente sismico verticale " k_v " pari a:

$$k_v = 0.5 \times k_h \cong 0.222.$$

Il punto di applicazione delle forze d'inerzia dei vari elementi coincide con il baricentro degli stessi.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la struttura in esame si implementeranno le combinazioni statiche rara, frequente e quasi permanente per le verifiche in esercizio allo *SLE*, le combinazioni statiche *SLU* e le combinazioni sismiche *SLV* per le verifiche a rottura.

8.1 COMBINAZIONI S.L.E.

Le combinazioni per le verifiche agli stati limite d'esercizio definite nel *DM2008*, sono desumibili dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- $G_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $P \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- $Q_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\psi_1, \psi_2 \Rightarrow$ coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

8.2 COMBINAZIONI S.L.U.

Le combinazioni per le verifiche agli stati limite ultimi definite nel *DM2008*, sono ottenibili dalle seguenti relazioni:

$$\text{Comb. Fondamentale} \Rightarrow \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\text{Comb. Sismica} \Rightarrow E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- $G_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $P \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- $Q_k \Rightarrow$ valore caratteristico delle azioni variabili;
- $E \Rightarrow$ valore dell'azione sismica per lo stato limite considerato;
- γ_G, γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- $\psi_0, \psi_2 \Rightarrow$ coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Per i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai differenti gruppi (A, M, R) si rimanda alle tabelle della normativa vigente; in particolare per i permanenti non strutturali si considera $\gamma_{G2}=1.35$.

Il coefficiente di combinazione relativo alle azioni da traffico in combinazione di esercizio sarà posto pari a 0.75.

9 ANALISI DELLO SCATOLARE – DESCRIZIONE DEL MODELLO

Le sollecitazioni utilizzate per effettuare le verifiche sono ricavate da un opportuno modello di calcolo *FEM* piano nel quale le varie componenti strutturali dello scatolare sono modellate come un insieme di elementi "*beam*" dotati delle caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione trasversale rappresentativa dell'opera in esame. Lo spessore delle pareti è stato mantenuto costante, trascurando la sezione ringrossata agli spigoli. Alla base della soletta di fondazione e sulle pareti laterali è stato disposto un letto di molle non lineari *compression-only* per simulare il comportamento del terreno. Il calcolo della rigidezza di tali molle è stato dedotto a partire dal valore del modulo elastico del terreno presente nella relazione geologica, a cui si rimanda per ogni approfondimento:

Da *Vesic*:

$$K = E_s / B^* (1 - \mu^2) \cong 260000 \text{ kN/m con:}$$

$$E_s = 3500000 \text{ kN/m}^2, \quad B = 14.70 \text{ m}, \quad \mu = 0.3$$

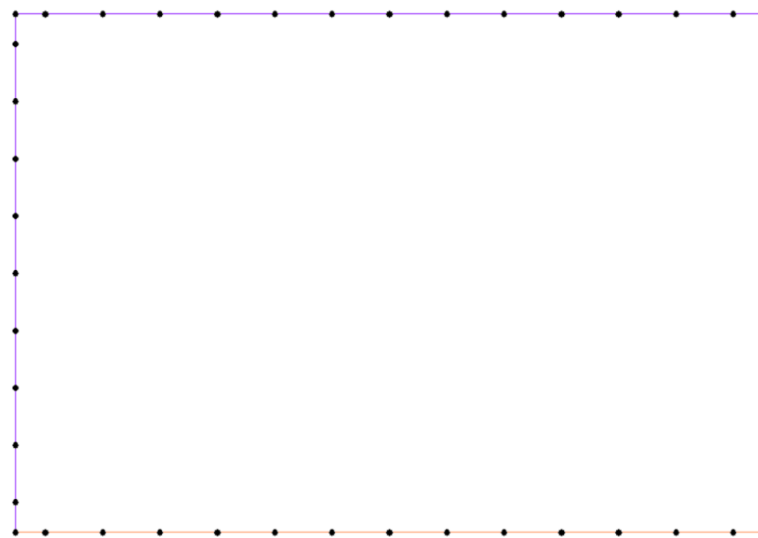


FIGURA 2 – MODELLO FEM_SAP2000



FIGURA 3 – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTI STRUTTURALI



FIGURA 4 – MODELLO FEM_NUMERAZIONE FRAME

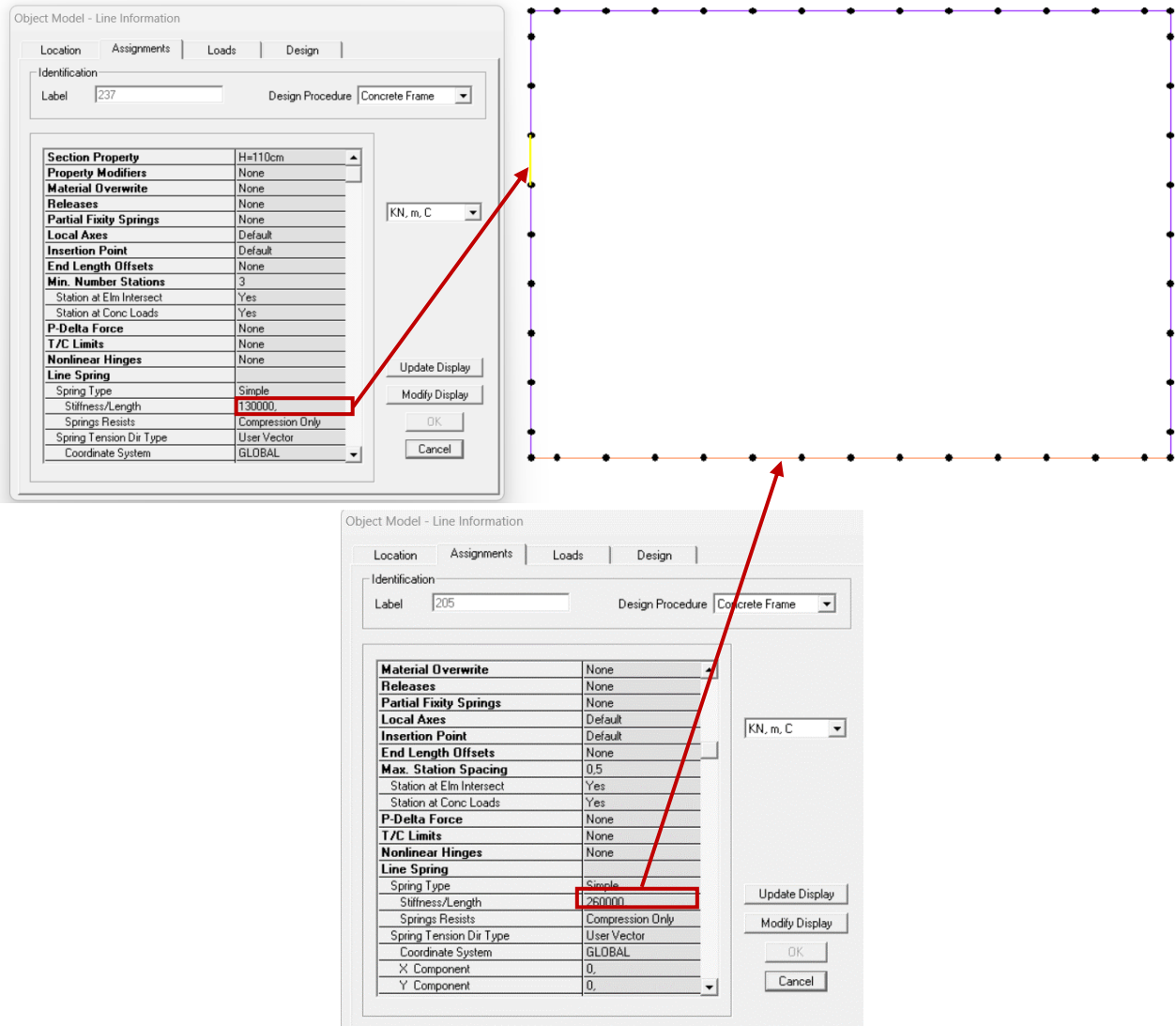


FIGURA 5 – CARATTERISTICHE MOLLE

Nelle immagini seguenti si riportano le distribuzioni di carico utilizzate per la determinazione delle sollecitazioni.

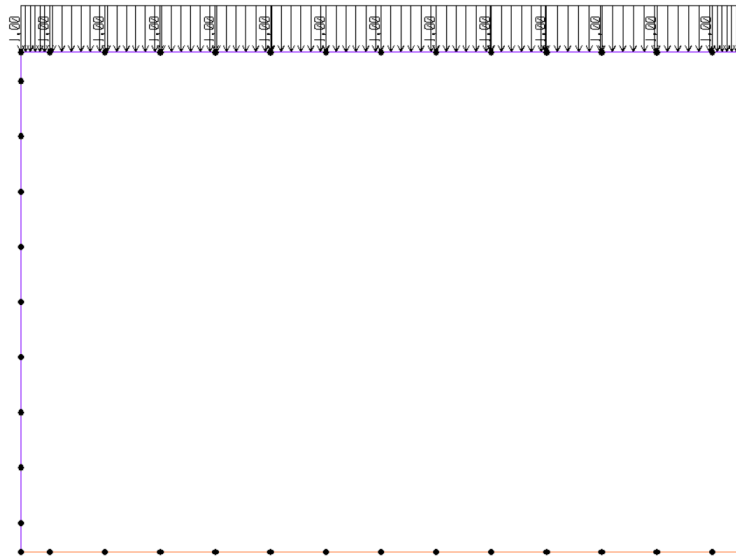


FIGURA 6 – CARICO D RINTERRO



FIGURA 7 – CARICO SPINTA LATERALE RINTERRO



FIGURA 8 – CARICO SPINTA LATERALE STATICA TERRE

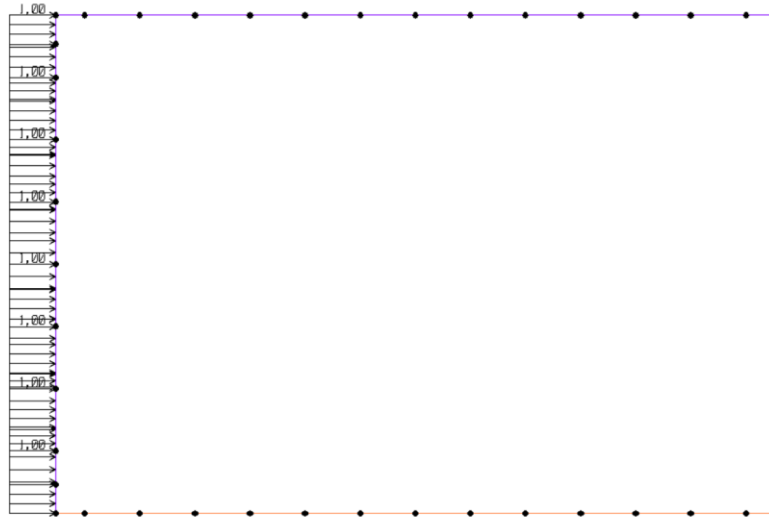


FIGURA 9 – CARICO SPINTA LATERALE SOVRACCARICO STRADALE



FIGURA 10 – CARICO SPINTA LATERALE SISMICA TERRE

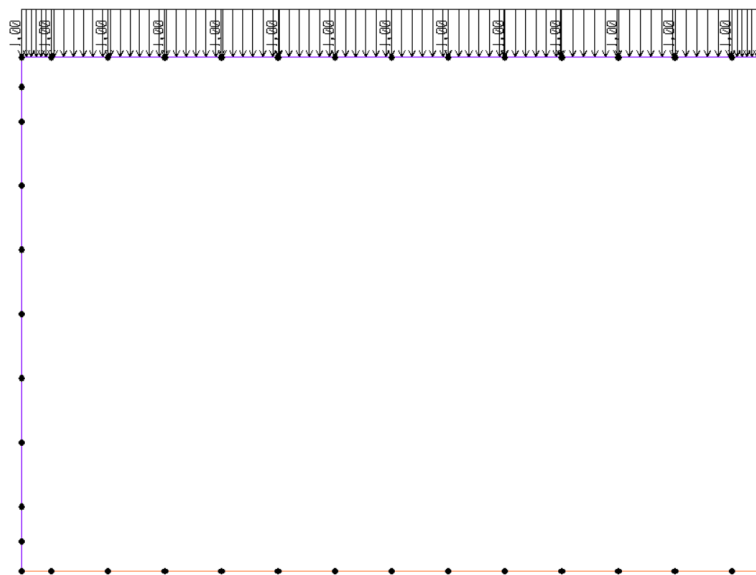


FIGURA 11 – CARICO STRADALE

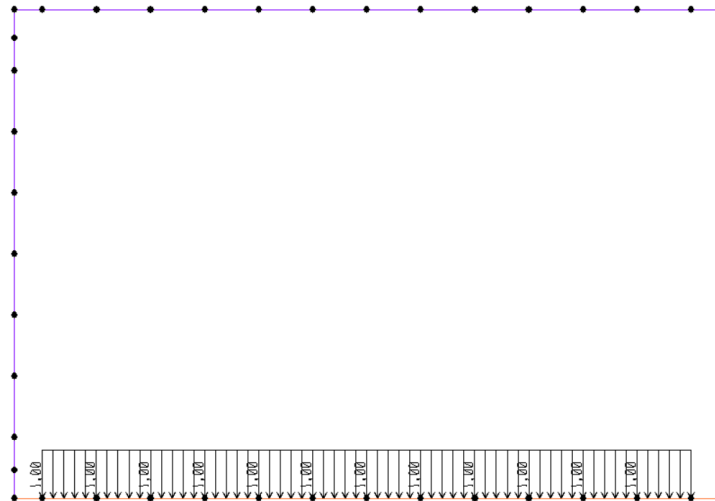


FIGURA 12 – CARICO PERMANENTE SOVRASTRUTTURA

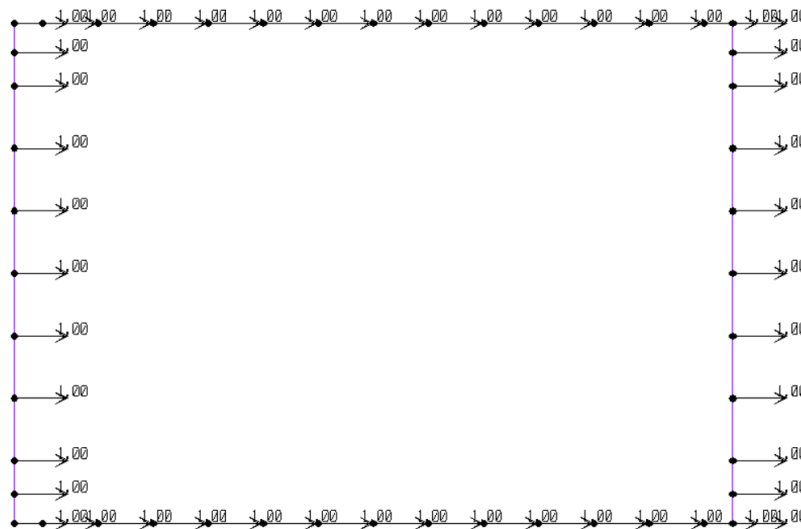


FIGURA 13 – INERZIE NODALI PESO PROPRIO STRUTTURA – ORIZZONTALE

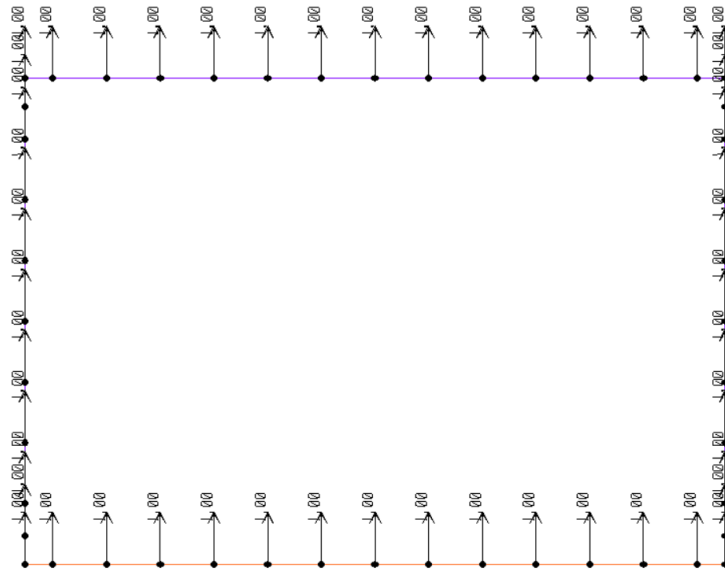


FIGURA 14 – INERZIE NODALI PESO PROPRIO STRUTTURA – VERTICALE VERSO L'ALTO

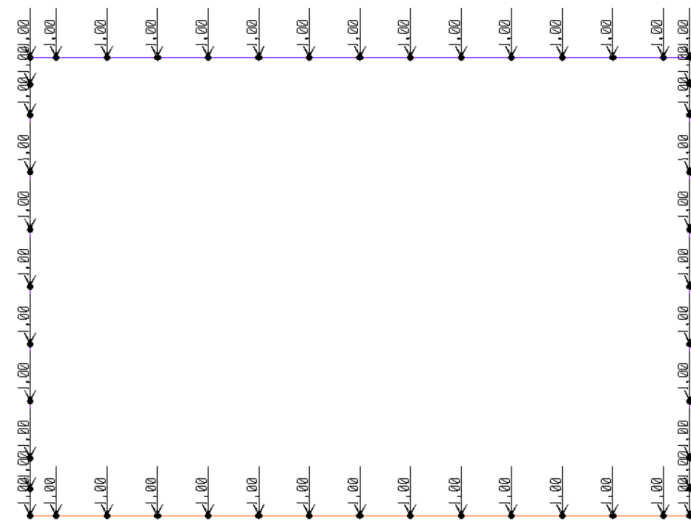


FIGURA 15 – INERZIE NODALI PESO PROPRIO STRUTTURA – VERTICALE VERSO IL BASSO

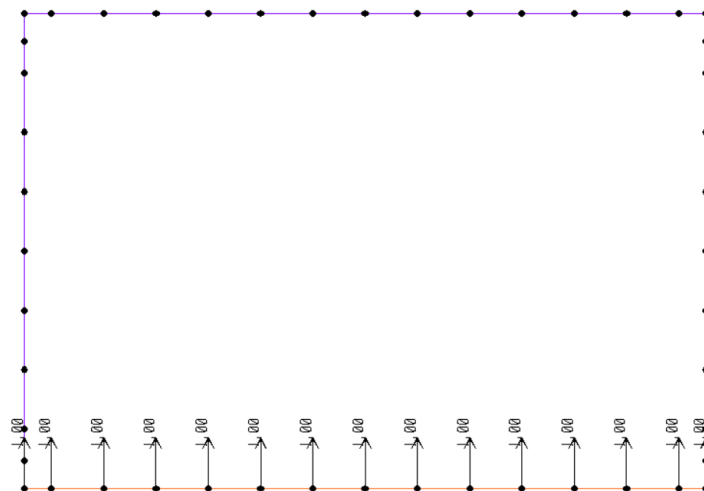


FIGURA 16 – INERZIE NODALI PERMANENTE – VERTICALE VERSO L'ALTO

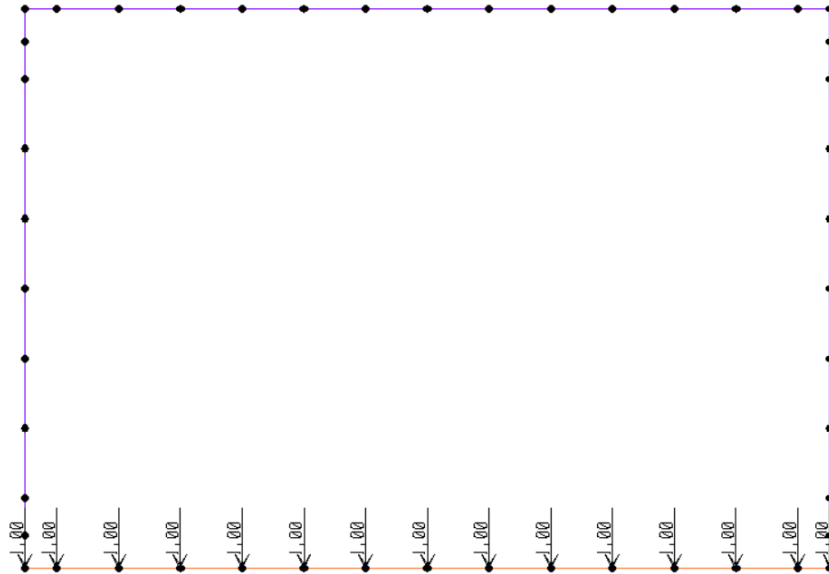


FIGURA 17 – INERZIE NODALI PERMANENTE – VERTICALE VERSO IL BASSO

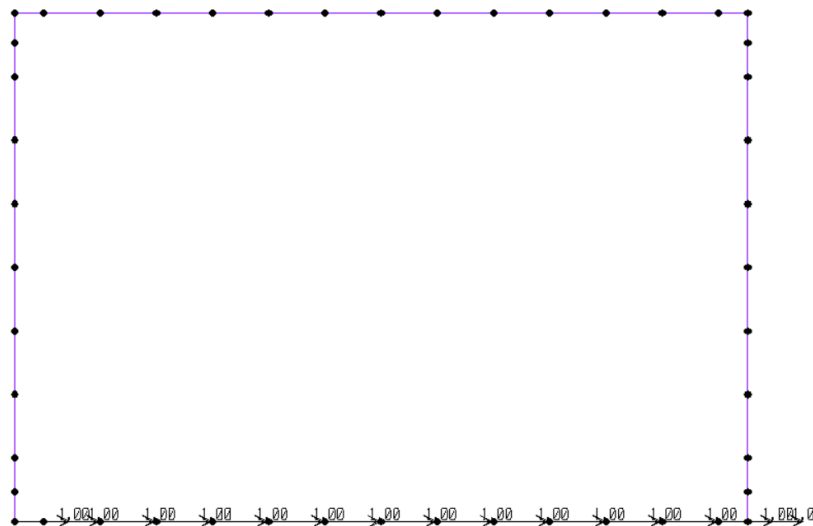


FIGURA 18 – INERZIE NODALI PERMANENTE – ORIZZONTALE

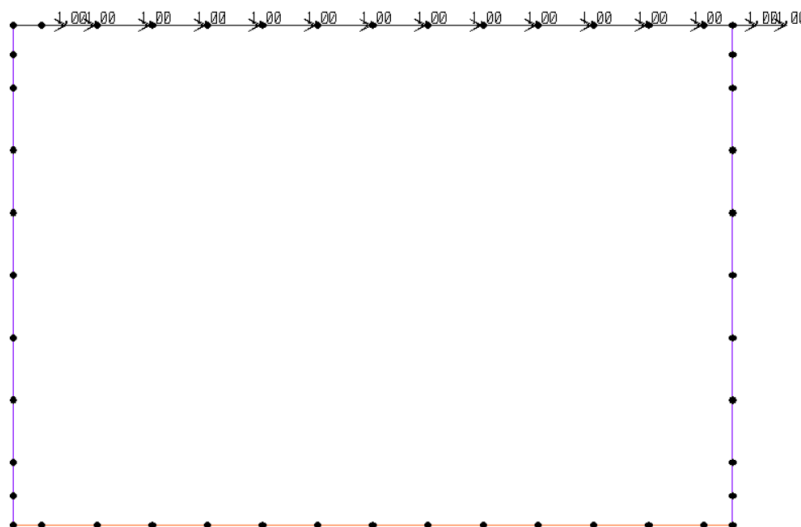


FIGURA 19 – INERZIE NODALI RINTERRO – ORIZZONTALE

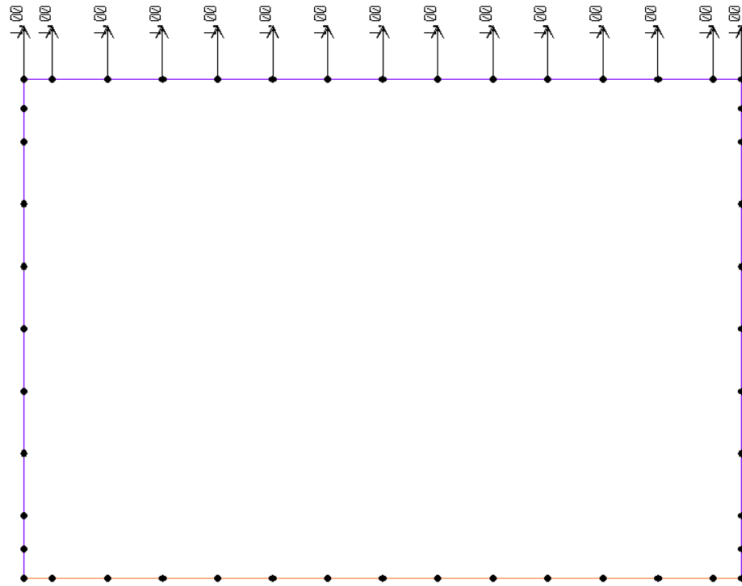


FIGURA 20 – INERZIE NODALI RINTERRO – VERTICALE VERSO L'ALTO

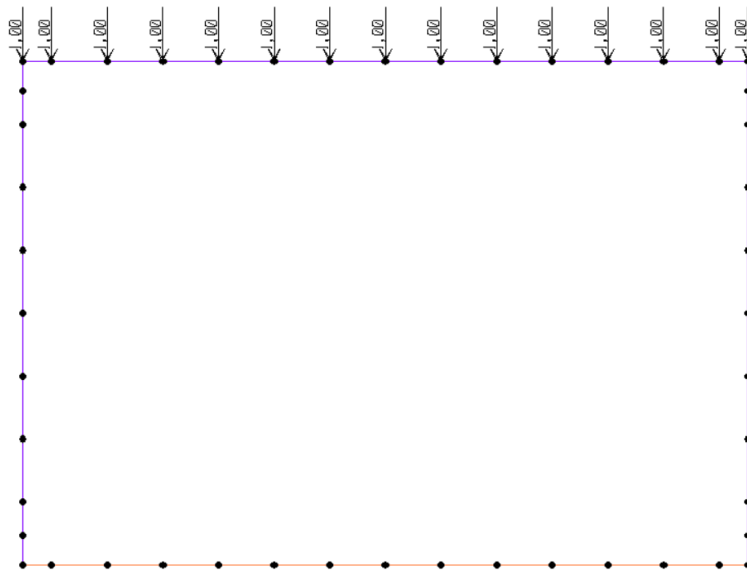


FIGURA 21 – INERZIE NODALI RINTERRO – VERTICALE VERSO IL BASSO

I valori dei carichi esposti in figura appaiono unitari; essi vengono moltiplicati per l'entità effettiva del carico all'interno del "Load case" presente all'interno del programma.

9.1 SOLLECITAZIONI SCATOLARE

9.1.1 COMBINAZIONE RARA

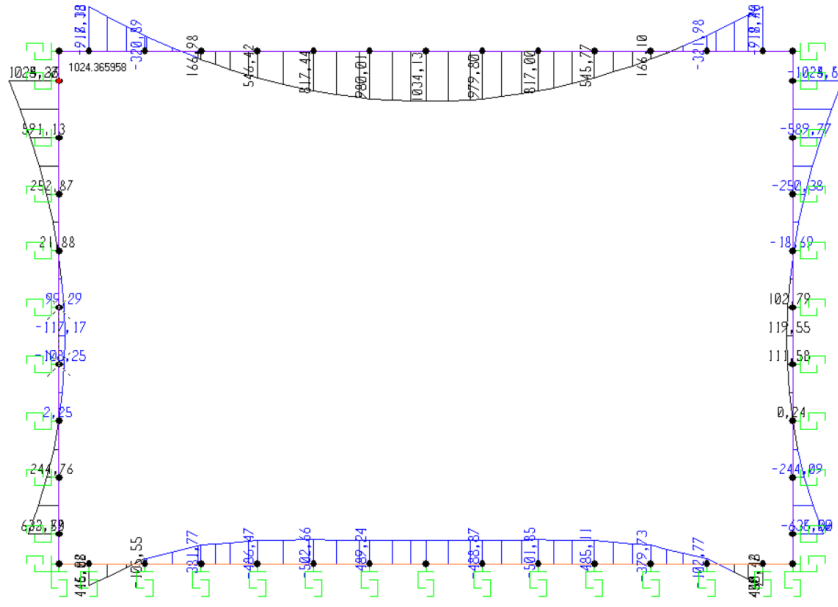


FIGURA 9-22. MOMENTO

9.1.2 COMBINAZIONE FREQUENTE

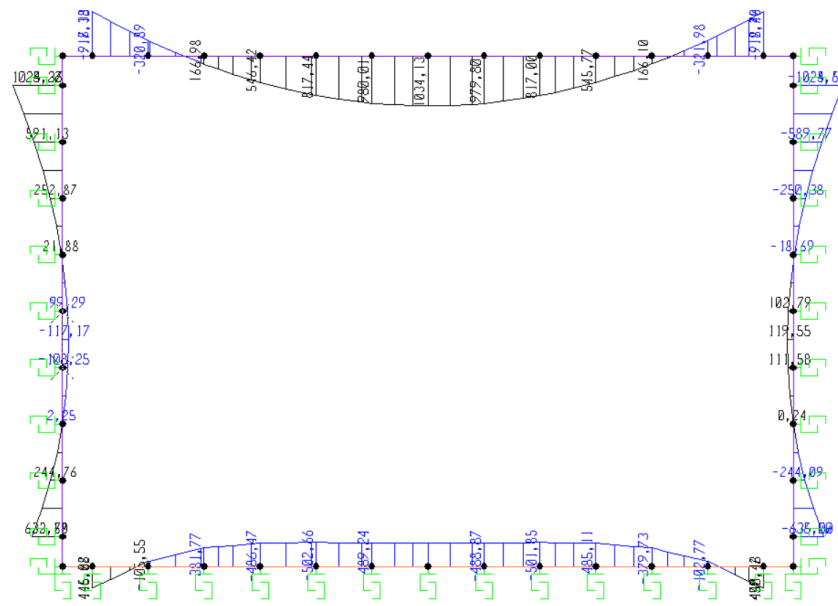


FIGURA 9-23. MOMENTO

9.1.3 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

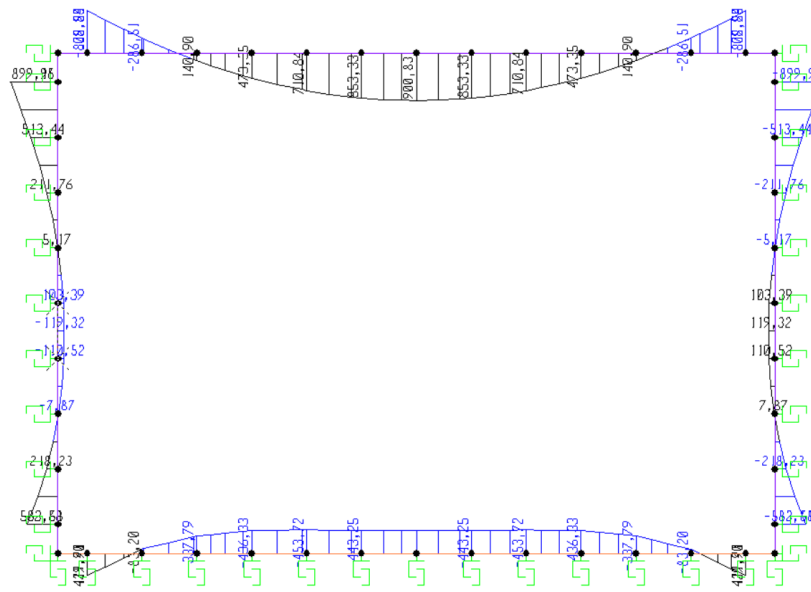


FIGURA 9-24. MOMENTO

9.1.4 COMBINAZIONE SLU STATICA - INVILUPPO

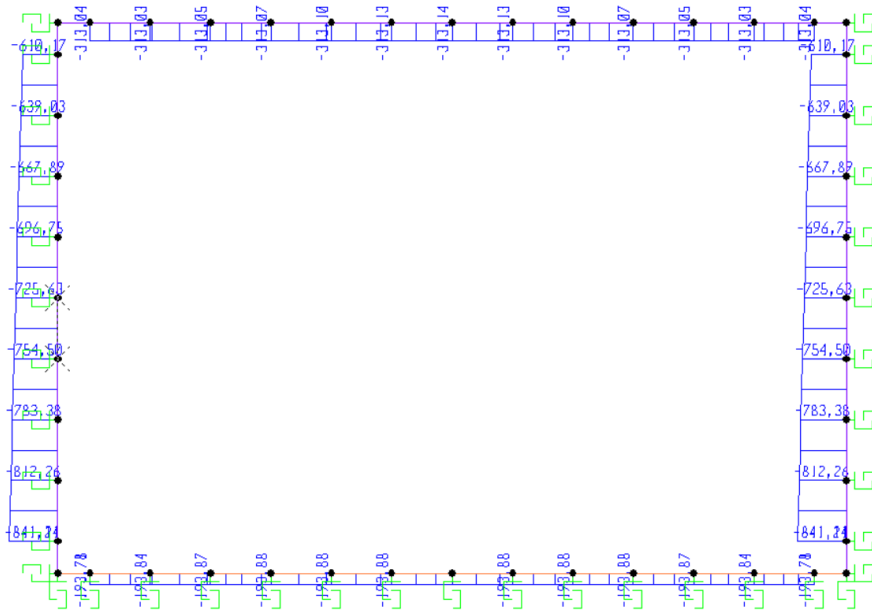


FIGURA 9-25. SFORZO ASSIALE - N MIN

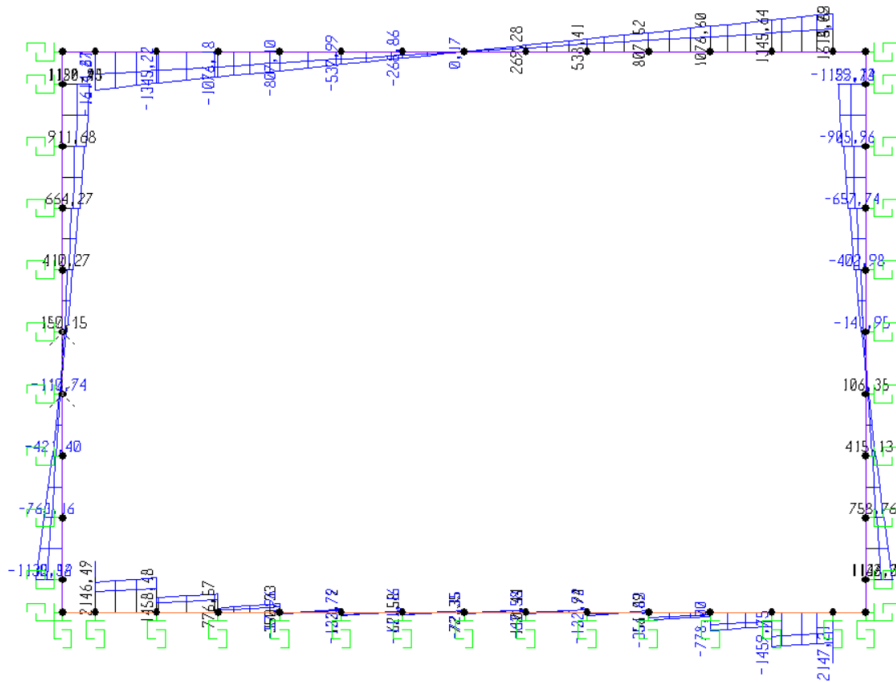


FIGURA 9-26. TAGLIO

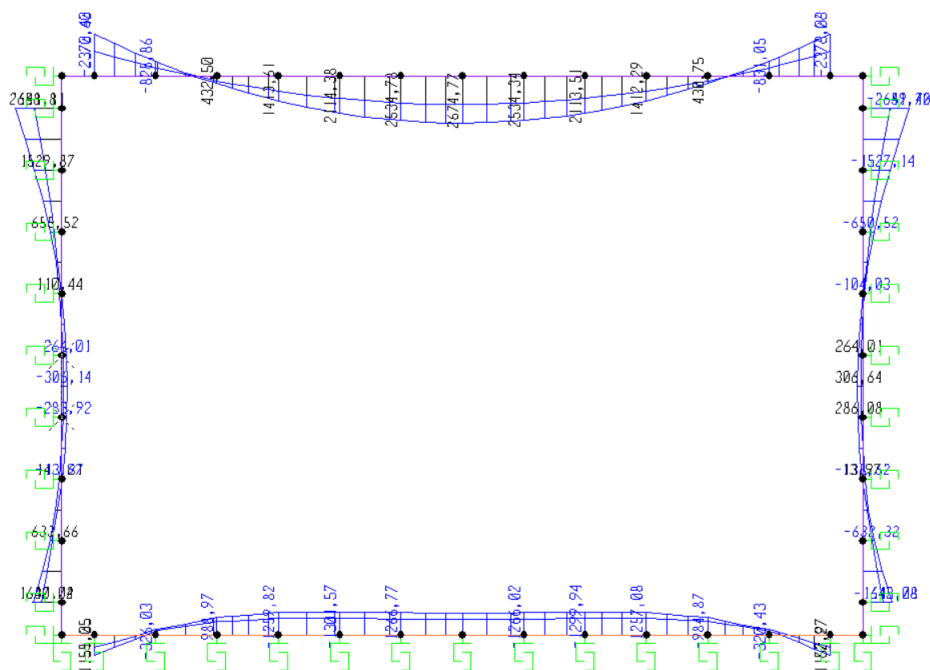


FIGURA 9-27. MOMENTO

9.1.5 COMBINAZIONE SLU SISMICO - INVILUPPO

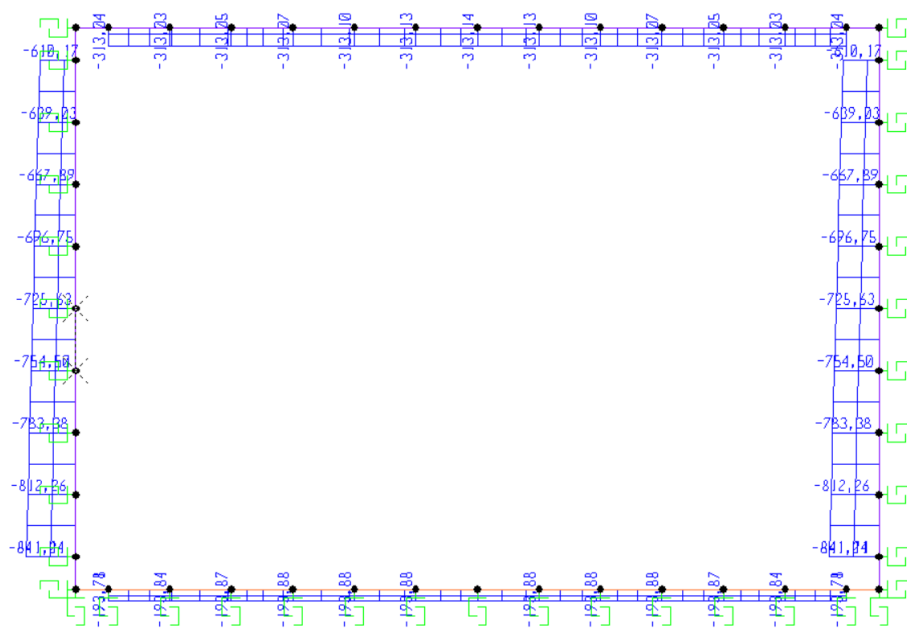


FIGURA 9-28. SFORZO ASSIALE - N MIN

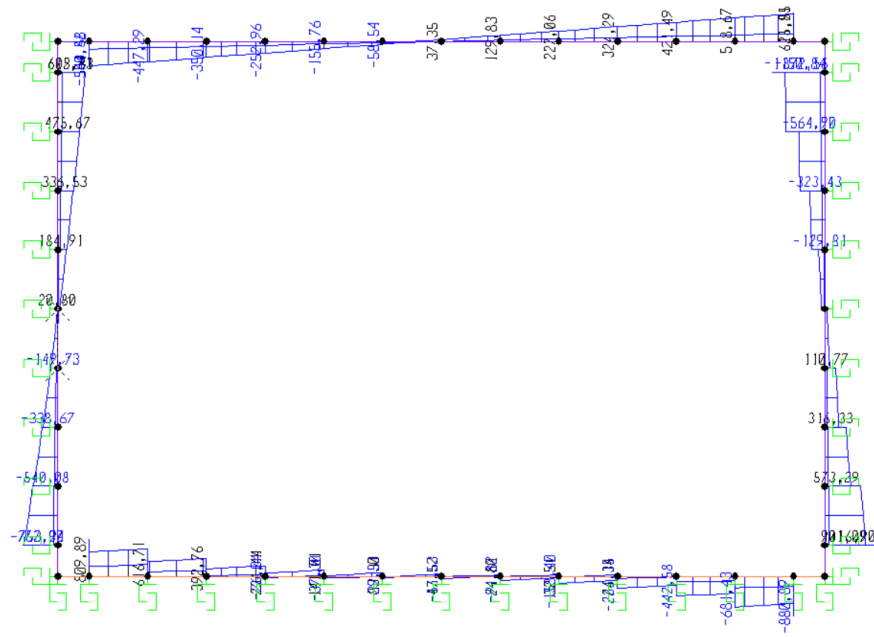


FIGURA 9-29. TAGLIO

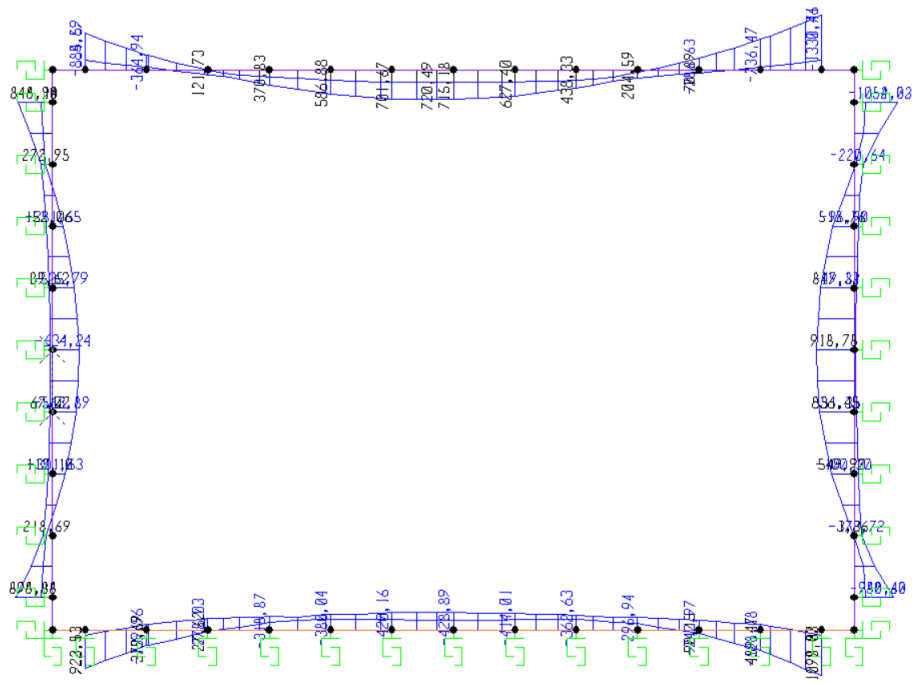


FIGURA 9-30. MOMENTO

9.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche a fessurazione per la combinazione rara. Per comodità si riportano di seguito le sollecitazioni della combinazione scelta:

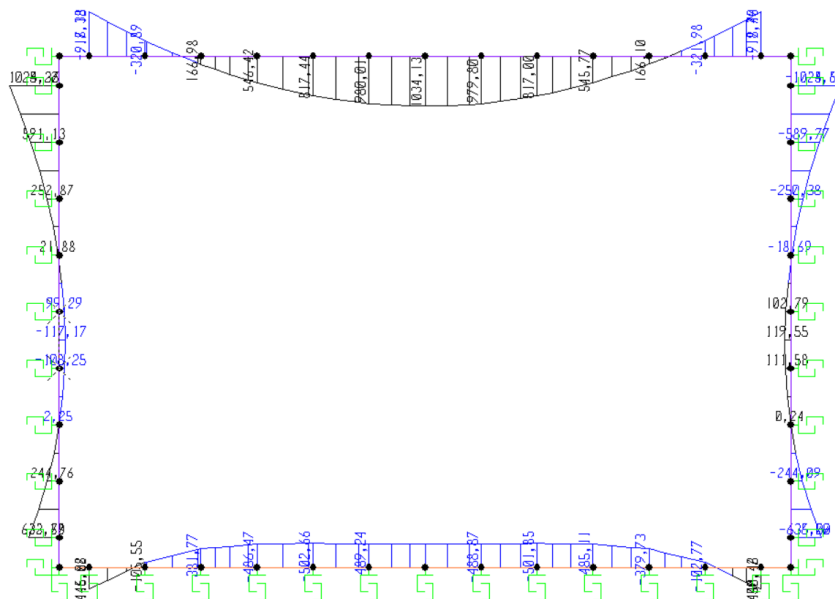


FIGURA 9-31. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

9.2.1 SOLETTA SUPERIORE – MOMENTO NEGATIVO E POSITIVO

$$M_{Ed,Ra} = -950 \text{ kNm/m}$$

$h =$	110	cm	$k_1 =$	0,8	-
$d =$	102,1	cm	$k_2 =$	0,5	-
$E_{cm} =$	34625	MPa	$k_3 =$	3,4	-
$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0,425	-
$\alpha_e =$	6,06	-	$c =$	40	mm
$k_t =$	0,4	-	$\phi =$	26	mm

A	12082			
S_x-G_x	13424	0		
S_y-G_y	0	1,111078922		
I_x-I_{x,g}	13490877	13475962,51	I_{x,p}	13475962,51
I_y-I_{y,g}	9166667	9166666,667	I_{y,p}	9166666,667
I_{xy}-I_{xy,g}	0	0	α_p	0

	RARA		R_{ck}	45,00	MPa
$A_{c,eff}$	962	cm ²	f_{ck}	37,35	MPa
ρ_{eff}	0,02759	-	f_{ctm}	3,35	MPa
σ_s	225	MPa	$f_{ctm}/1.2$	2,79	MPa
ε_{sm}	0,00080	-			
Δ_{smax}	174	mm			
w_k	0,24	mm			
w_2	0,30	mm			

$w_k < w_2$ – Verifica Soddisfatta

$M_{Ed,Ra} = +1035 \text{ kNm/m}$

$h =$	110	cm	$k_1 =$	0,8	-
$d =$	102,1	cm	$k_2 =$	0,5	-
$E_{cm} =$	34625	MPa	$k_3 =$	3,4	-
$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0,425	-
$\alpha_e =$	6,06	-	$c =$	40	mm
$k_t =$	0,4	-	$\phi =$	26	mm

A	12082			
S_x-G_x	-13424	0		
S_y-G_y	0	-1,11107892		
I_x-I_{x,g}	13490877	13475962,51	I_{x,p}	13475962,51
I_y-I_{y,g}	9166667	9166666,667	I_{y,p}	9166666,667
I_{xy}-I_{xy,g}	0	0	α_p	0

RARA		R_{ck}	45,00	MPa	σ_{C-RARA}	16,81	MPa	OK
$A_{c,eff}$	1975	cm ²	f_{ck}	37,35	MPa			
ρ_{eff}	0,01882	-	f_{ctm}	3,35	MPa			
σ_s	228	MPa	$f_{ctm}/1.2$	2,79	MPa			
ϵ_{sm}	0,00071	-						
Δ_{smax}	218	mm						
w_k	0,26	mm						
w_2	0,30	mm						

$w_k < w_2$ - Verifica Soddisfatta

9.2.2 FONDAZIONE - MOMENTO NEGATIVO E POSITIVO

$M_{Ed,Ra} = -450 \text{ kNm/m}$

$h =$	130	cm	$k_1 =$	0,8	-
$d =$	122,1	cm	$k_2 =$	0,5	-
$E_{cm} =$	34625	MPa	$k_3 =$	3,4	-
$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0,425	-
$\alpha_e =$	6,06	-	$c =$	40	mm
$k_t =$	0,4	-	$\phi =$	26	mm

A	14082			
S_x-G_x	-16274	0		
S_y-G_y	0	-1,15566523		
I_x-I_{x,g}	21834467	21815660,03	I_{x,p}	21815660,03
I_y-I_{y,g}	10833333	10833333,33	I_{y,p}	10833333,33
I_{xy}-I_{xy,g}	0	0	α_p	0

RARA		R_{ck}	45,00	MPa
$A_{c,eff}$	1975	cm ²	f_{ck}	37,35
ρ_{eff}	0,02306	-	f_{ctm}	3,35
σ_s	88	MPa	$f_{ctm}/1.2$	2,79
ϵ_{sm}	0,00025	-		
Δ_{smax}	193	mm		
w_k	0,08	mm		
w_2	0,30	mm		

$w_k < w_2$ - Verifica Soddisfatta

$M_{Ed,Ra} = +520 \text{ kNm/m}$

$h = 130 \text{ cm}$ $k_1 = 0,8$ -
 $d = 122,1 \text{ cm}$ $k_2 = 0,5$ -
 $E_{cm} = 34625 \text{ MPa}$ $k_3 = 3,4$ -
 $E_s = 210000 \text{ MPa}$ $k_4 = 0,425$ -
 $\alpha_e = 6,06$ - $c = 40 \text{ mm}$
 $k_t = 0,4$ - $\phi = 26 \text{ mm}$

A	14082			
S_x-G_x	16274	0		
S_y-G_y	0	1,155665235		
$I_x-I_{x,g}$	21834467	21815660,03	$I_{x,p}$	21815660,03
$I_y-I_{y,g}$	10833333	10833333,33	$I_{y,p}$	10833333,33
$I_{xy}-I_{xy,g}$	0	0	α_p	0

RARA		R_{ck}	45,00 MPa
$A_{c,eff}$	1073 cm^2	f_{ck}	37,35 MPa
ρ_{eff}	0,02475 -	f_{ctm}	3,35 MPa
σ_s	102 MPa	$f_{ctm}/1.2$	2,79 MPa
ϵ_{sm}	0,00029 -		
Δ_{smax}	185 mm		
w_k	0,09 mm		
w_2	0,30 mm		

$w_k < w_2$ - Verifica Soddisfatta

9.2.3 PIEDRITTI - MOMENTO NEGATIVO

$M_{Ed,Ra} = -1025 \text{ kNm/m}$

$h = 110 \text{ cm}$ $k_1 = 0,8$ -
 $d = 102,1 \text{ cm}$ $k_2 = 0,5$ -
 $E_{cm} = 34625 \text{ MPa}$ $k_3 = 3,4$ -
 $E_s = 210000 \text{ MPa}$ $k_4 = 0,425$ -
 $\alpha_e = 6,06$ - $c = 40 \text{ mm}$
 $k_t = 0,4$ - $\phi = 26 \text{ mm}$

A	12367			
S_x-G_x	0	0		
S_y-G_y	0	-1,9679E-17		
$I_x-I_{x,g}$	14123124	14123123,93	$I_{x,p}$	14123123,93
$I_y-I_{y,g}$	9166667	9166666,667	$I_{y,p}$	9166666,667
$I_{xy}-I_{xy,g}$	0	0	α_p	0

RARA		R_{ck}	45,00 MPa
$A_{c,eff}$	915 cm^2	f_{ck}	37,35 MPa
ρ_{eff}	0,04979 -	f_{ctm}	3,35 MPa
σ_s	241 MPa	$f_{ctm}/1.2$	2,79 MPa
ϵ_{sm}	0,00098 -		
Δ_{smax}	132 mm		
w_k	0,22 mm		
w_2	0,30 mm		

$w_k < w_2$ - Verifica Soddisfatta

9.3 VERIFICHE A FLESSIONE SLU

Le verifiche vengono condotte su tre elementi ossia la soletta superiore, la fondazione e il piedritto più sollecitato. Le sollecitazioni utilizzate sono quelle che garantiscono il valore minimo del fattore di sicurezza. Le verifiche vengono condotte utilizzando il software di calcolo VCA SLU by Gelfi.

9.3.1 VERIFICA STRUTTURALI – SOLETTA - MOMENTO NEGATIVO

Per la soletta superiore è previsto un quantitativo di armatura simmetrica previsto come segue:

Inferiore $5\phi 26 \Rightarrow 26.55 \text{ cm}^2$

Superiore $5\phi 26 + 5\phi 22 \Rightarrow 45.55 \text{ cm}^2$

$M_{Ed} = -1350 \text{ kNm/m}$

Titolo: VERIFICA SEZIONE

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	45,55	50	102,1
2	100	0	2	26,55	50	7,9
3	100	110				
4	0	110				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: -1350 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: -1.739 kN m

Materiali: B450C C35/45

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 19.83 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8 τ_{c1}: 2.257

σ_c: -19.83 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 34.85 ‰
d: 102.1 cm
x: 9.319 x/d: 0.09128 ρ: 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U., Metodo n
Tipo flessione: Retta, Deviato
N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso

F.S. = 1739/1350 = 1.3 - Verifica Soddisfatta

FIGURA 9-32. VERIFICA STRUTTURALE – MOMENTO NEGATIVO

9.3.2 VERIFICA STRUTTURALI – SOLETTA - MOMENTO POSITIVO

Per la soletta superiore è previsto un quantitativo di armatura simmetrica previsto come segue:
5φ26 che corrispondono a 26.55 cmq di armatura superiore e inferiore a cui vanno sommati altri 5φ22. Pertanto complessivamente all'interno della sezioni di mezzeria si avrà il quantitativo di armatura che segue:

Superiore 5φ26 => 26.55 cmq - Inferiore 5φ26+5φ22 => 45.55 cmq

$M_{Ed}=+1500$ kNm/m

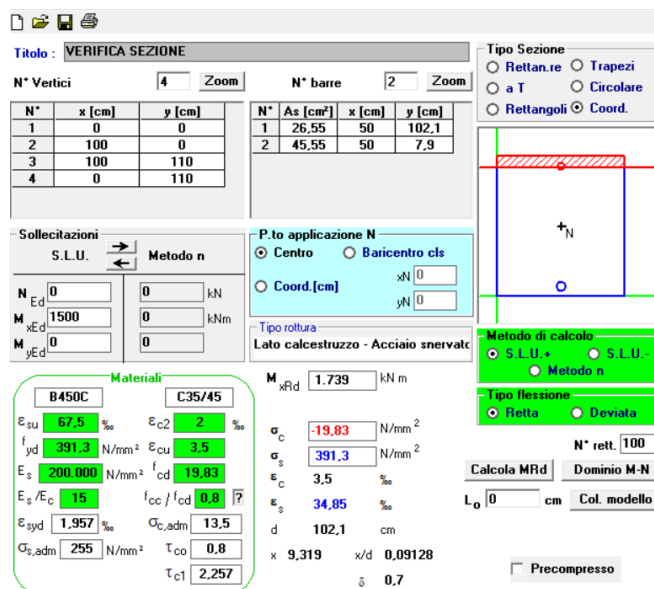


FIGURA 9-33. VERIFICA STRUTTURALE – MOMENTO POSITIVO

F.S. = 1739/1500=1.2 – Verifica Soddisfatta

9.3.3 VERIFICA STRUTTURALI – FONDAZIONE - MOMENTO POSITIVO

Per la fondazione è previsto un quantitativo di armatura simmetrica previsto come segue:

Superiore 5φ26 => 26.55 cmq - Inferiore 5φ26+5φ22 => 45.55 cmq

$M_{Ed}=1150$ kNm/m

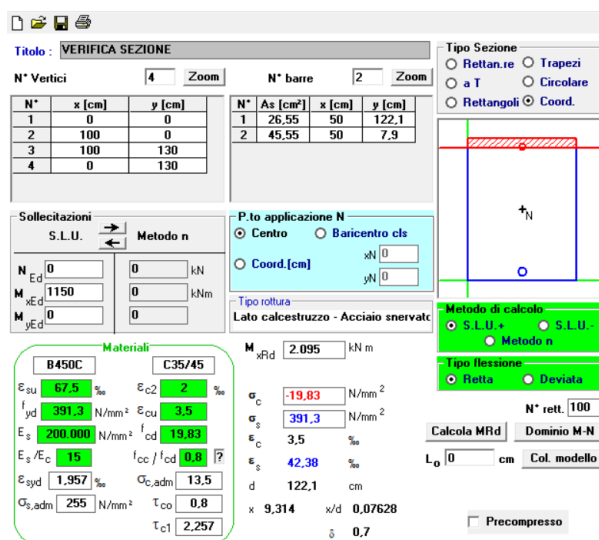


FIGURA 9-34. VERIFICA STRUTTURALE – MOMENTO POSITIVO

F.S. = 2095/1150=1.8 – Verifica Soddisfatta

9.3.4 VERIFICA STRUTTURALI – FONDAZIONE - MOMENTO NEGATIVO

Per la fondazione è previsto un quantitativo di armatura non simmetrica previsto come segue:

Superiore $5\phi 26+5\phi 22 \Rightarrow 45.55 \text{ cm}^2$

Inferiore $5\phi 26 \Rightarrow 26.55 \text{ cm}^2$

$M_{Ed} = -800 \text{ kNm/m}$

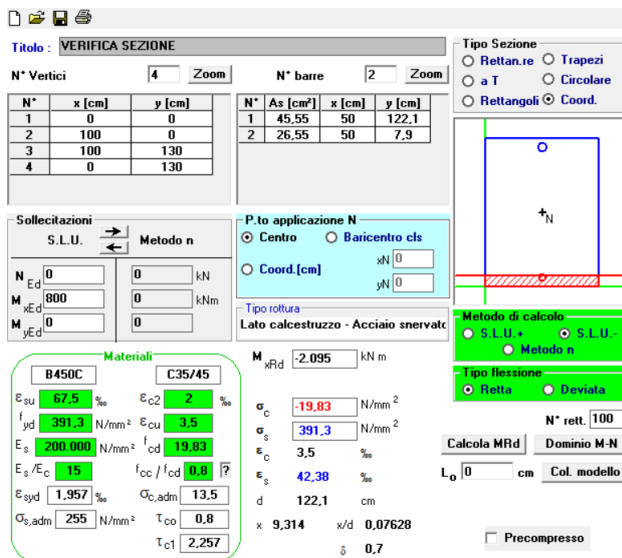


FIGURA 9-35. VERIFICA STRUTTURALE – MOMENTO NEGATIVO

F.S. = $2095/800 = 2.6$ – Verifica Soddisfatta

9.3.5 VERIFICA STRUTTURALI – PIEDRITTI

Per il piedritto è previsto un quantitativo di armatura non simmetrica previsto come segue:

Superiore $5\phi 26+5\phi 22 \Rightarrow 45.55 \text{ cm}^2$

Inferiore $5\phi 26+5\phi 22 \Rightarrow 45.55 \text{ cm}^2$

$M_{Ed} = -1450 \text{ kNm/m}$

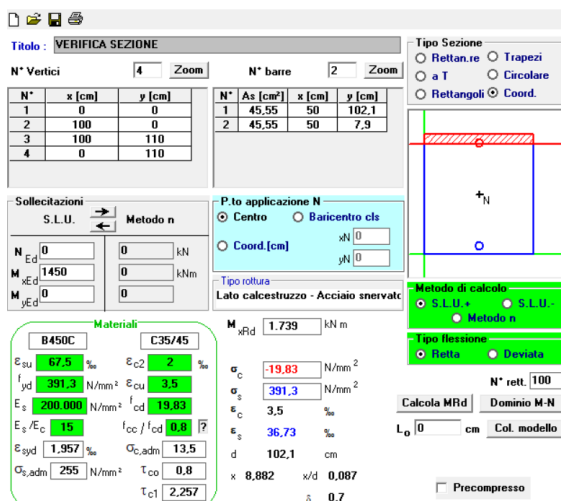


FIGURA 9-36. VERIFICA STRUTTURALE – MOMENTO NEGATIVO

F.S. = $1739/1450 = 1.2$ – Verifica Soddisfatta

9.4 VERIFICHE A TAGLIO SLU

Le verifiche vengono condotte su tre elementi ossia la soletta superiore, la fondazione e il piedritto più sollecitato. Le sollecitazioni utilizzate sono quelle che garantiscono il valore minimo del fattore di sicurezza.

9.4.1 VERIFICA A TAGLIO SOLETTA SLU

Si riportano di seguito le verifiche a taglio per la soletta. Il taglio resistente verrà calcolato ipotizzando che non vi sia armatura a taglio, pertanto, la resistenza verrà offerta solo dal calcestruzzo.

Nel caso in cui esso non sia verificato verranno considerate nei calcoli la presenza delle spille $\phi 20/200$

$V_{Ed} = 890$ kN/m

Elementi senza armatura trasversale

R_{ck}	45	[MPa]	
f_{ck}	37,4	[MPa]	
γ_c	1,50	[-]	
α_{cc}	0,85	[-]	
f_{cd}	21,2	[MPa]	
H	1100	[mm]	
d	1021	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
N_{Ed}	0	[kN]	
σ_{cp}	0,000	[MPa]	
k	1,44	[-]	
V_{min}	0,37	[MPa]	
A_{sl}	4553	[mm ²]	
ρ	0,0045	[-]	
V_{Rd}	451	[kN]	taglio resistente
V_{Ed}	890	[kN]	taglio sollecitante

c.s. 1,97 [-] sfruttamento

Rottura lato calcestruzzo

d	1021	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,000	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
R_{ck}	45,00	[MPa]	
f_{ck}	37,35	[MPa]	
γ_c	1,50	[-]	
α_{cc}	0,85	[-]	
f_{cd}	21,17	[MPa]	
v	0,5	[-]	
α_c	1,00	[-]	
V_{Ed}	890	[kN]	taglio sollecitante
V_{Rcd}	3353	[kN]	taglio resistente
c.s.	0,27	[-]	sfruttamento

Rottura lato acciaio

f_{yk}	450,0	[MPa]	
γ_s	1,15	[-]	
f_{yd}	391,3	[MPa]	
A_{sw}	314,0	[mm ²]	armatura in staffe disposta
s_{sw}	200	[mm]	passo armatura in staffe disposta
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,00	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
$V_{Rsd,w}$	1411	[kN]	contributo staffe verticali
$A_{sw,irr}$	0,0	[mm ²]	irrigidimenti
$s_{sw,irr}$	0	[mm]	passo irrigidimenti
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,000	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
$V_{Rsd,p}$	0	[kN]	contributo ferri piegati
V_{Rsd}	1411	[kN]	taglio resistente totale
V_{Ed}	890	[kN]	taglio sollecitante
c.s.	0,63	[-]	sfruttamento

$V_{Rsd,w} > V_{Ed}/2$ **ok**

9.4.2 VERIFICA A TAGLIO FONDAZIONE SLU

Si riportano di seguito le verifiche a taglio per la soletta. Il taglio resistente verrà calcolato ipotizzando che non vi sia armatura a taglio, pertanto, la resistenza verrà offerta solo dal calcestruzzo.

Nel caso in cui esso non sia verificato verranno considerate nei calcoli la presenza delle spille $\phi 20/100$.

$V_{Ed} = 1150$ kN/m

Elementi senza armatura trasversale

R_{ck}	45	[MPa]	
f_{ck}	37,4	[MPa]	
γ_c	1,50	[-]	
α_{cc}	0,85	[-]	
f_{cd}	21,2	[MPa]	
H	1300	[mm]	
d	1221	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
N_{Ed}	0	[kN]	
σ_{cp}	0,000	[MPa]	
k	1,40	[-]	
v_{min}	0,36	[MPa]	
A_{sl}	4553	[mm ²]	
ρ	0,0037	[-]	
V_{Rd}	495	[kN]	taglio resistente
V_{Ed}	1150	[kN]	taglio sollecitante

c.s. 2,32 [-] sfruttamento

Rottura lato calcestruzzo

d	1221	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
α	90	[°]	
$\sin \alpha$	1,000	[-]	
$\cot \alpha$	0,00	[-]	
R_{ck}	45,00	[MPa]	
f_{ck}	37,35	[MPa]	
γ_c	1,50	[-]	
α_{cc}	0,85	[-]	
f_{cd}	21,17	[MPa]	
v	0,5	[-]	
α_c	1,00	[-]	
V_{Ed}	1150	[kN]	taglio sollecitante
V_{Rcd}	4010	[kN]	taglio resistente
c.s.	0,29	[-]	sfruttamento

Rottura lato acciaio

f_{yk}	450,0	[MPa]	
γ_s	1,15	[-]	
f_{yd}	391,3	[MPa]	
A_{sw}	314,0	[mm ²]	armatura in staffe disposta
s_{sw}	200	[mm]	passo armatura in staffe disposta
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,00	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
$V_{Rsd,w}$	1688	[kN]	contributo staffe verticali
$A_{sw,irr}$	0,0	[mm ²]	irrigidimenti
$s_{sw,irr}$	0	[mm]	passo irrigidimenti
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,000	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
$V_{Rsd,p}$	0	[kN]	contributo ferri piegati
V_{Rsd}	1688	[kN]	taglio resistente totale
V_{Ed}	1150	[kN]	taglio sollecitante
c.s.	0,68	[-]	sfruttamento

$V_{Rsd,w} > V_{Ed}/2$ **ok**

9.4.3 VERIFICA A TAGLIO PIEDRITTI

Si riportano di seguito le verifiche a taglio per la soletta. Il taglio resistente verrà calcolato ipotizzando che non vi sia armatura a taglio, pertanto, la resistenza verrà offerta solo dal calcestruzzo.

Nel caso in cui esso non sia verificato verranno considerate nei calcoli la presenza delle spille $\phi 20/200$

$V_{Ed} = 1150$ kN/m

Elementi senza armatura trasversale

R_{ck}	45	[MPa]	
f_{ck}	37,4	[MPa]	
γ_c	1,50	[-]	
α_{cc}	0,85	[-]	
f_{cd}	21,2	[MPa]	
H	1100	[mm]	
d	1021	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
N_{Ed}	610	[kN]	
σ_{cp}	0,555	[MPa]	
k	1,44	[-]	
v_{min}	0,37	[MPa]	
A_{sl}	4553	[mm ²]	
ρ	0,0045	[-]	
V_{Rd}	536	[kN]	taglio resistente
V_{Ed}	1150	[kN]	taglio sollecitante
c.s.	2,14	[-]	sfruttamento

Rottura lato calcestruzzo

d	1021	[mm]	
b_w	1000	[mm]	
α	90	[°]	
$\sin \alpha$	1,000	[-]	
$\cot \alpha$	0,00	[-]	
R_{ck}	45,00	[MPa]	
f_{ck}	37,35	[MPa]	
γ_c	1,50	[-]	
α_{cc}	0,85	[-]	
f_{cd}	21,17	[MPa]	
v	0,5	[-]	
α_c	1,00	[-]	
V_{Ed}	1150	[kN]	taglio sollecitante
V_{Rd}	3353	[kN]	taglio resistente
c.s.	0,34	[-]	sfruttamento

Rottura lato acciaio

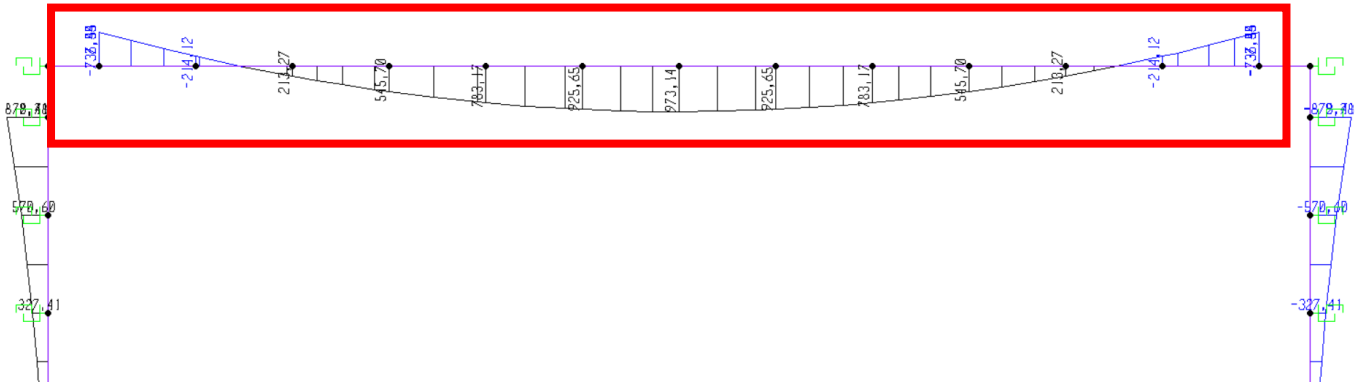
f_{yk}	450,0	[MPa]	
γ_s	1,15	[-]	
f_{yd}	391,3	[MPa]	
A_{sw}	201,0	[mm ²]	armatura in staffe disposta
s_{sw}	100	[mm]	passo armatura in staffe disposta
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,00	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
$V_{Rsd,w}$	1807	[kN]	contributo staffe verticali
$A_{sw,irr}$	0,0	[mm ²]	irrigidimenti
$s_{sw,irr}$	0	[mm]	passo irrigidimenti
α	90	[°]	
$\sin\alpha$	1,000	[-]	
$\cot\alpha$	0,00	[-]	
$V_{Rsd,p}$	0	[kN]	contributo ferri piegati
V_{Rsd}	1807	[kN]	taglio resistente totale
V_{Ed}	1150	[kN]	taglio sollecitante
c.s.	0,64	[-]	sfruttamento

$V_{Rsd,w} > V_{Ed}/2$ **ok**

10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il controllo sul modello viene fatto calcolando il momento in mezzeria e all'incastro della soletta superiore sottoposta al suo peso proprio e al carico permanente portato:

Per la soletta si utilizza uno schema di trave doppiamente incastrata; di seguito si riporta una schermata ove è presentato il risultato fornito dal modello di calcolo secondo la combinazione G_p+G_{rint} non combinata.



Agli incastri e in mezzeria vengono restituiti i seguenti valori;

$$M_{inc} = -737 \text{ kNm/m}$$

$$M_{mezz} = + 973 \text{ kNm/m}$$

Le calcolazioni manuali sono le seguenti:

$$G_{pp} = H \times L \times \gamma_{cls} = 1.1 \times 1.0 \times 25 = 27.5 \text{ kN/m}$$

$$G_{rint} = H_{rint} \times L \times \gamma_{rint} = 3 \times 1 \times 20 = 60.0 \text{ kN/m}$$

Ove:

H = altezza sezione soletta superiore

L = profondità di calcolo

γ_{cls} = peso calcestruzzo

H_{rint} = Altezza rinterro

γ_{rint} = peso rinterro

$$P_{tot} = G_{pp} + G_{rint} = 27.5 + 60.0 = 87.5 \text{ kN/m/m}$$

$$L_{tot} = 13.6 \text{ m} - \text{lunghezza totale soletta}$$

$$M_{mezz_manuale} = P_{tot} \times L^2 / 12 = 87.5 \times 13.6^2 / 12 = 1349 \text{ kNm/m}$$

$$M_{inc_manuale} = P_{tot} \times L^2 / 24 = 87.5 \times (13.6/2)^2 / 24 = 675 \text{ kNm/m}$$

$$M_{inc} = -737 \text{ kNm/m} - M_{inc_manuale} = 675 \text{ kNm/m}$$

$$M_{mezz} = + 973 \text{ kNm/m} - M_{mezz_manuale} = 1349 \text{ kNm/m}$$

Le differenze fra quanto calcolato manualmente e quanto riportato dal modello di calcolo risultano accettabili.

11 VERIFICA A CARICO LIMITE FONDAZIONE

Il terreno di fondazione considerato è l'unità litologica denominata Scaglia rossa i cui parametri, sono riportati di seguito,

SCAGLIA ROSSA (SR) - FORMAZIONE "SAA"				
Peso di volume	γ	kN/m ³	=	26,0
Resistenza alla compressione uniassiale	σ_c	MPa	=	72,0 ÷ 76,0
GSI	-		=	27 ÷ 34
Angolo di attrito interno	ϕ	(°)	=	32 ÷ 38
Coesione efficace	c'	MPa	=	0,15 ÷ 0,25
RMR	-		=	57 ÷ 62
RMR _{corretto}	-		=	30 ÷ 35
Modulo elastico	E	GPa	=	2,0 ÷ 5,0

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni, trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione, non superino il carico limite che lo stesso può tollerare. Allo scopo si utilizza la formula di Meyerhof, riportata per completezza nella figura successiva.

Meyerhof (1963)

Vertical load:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

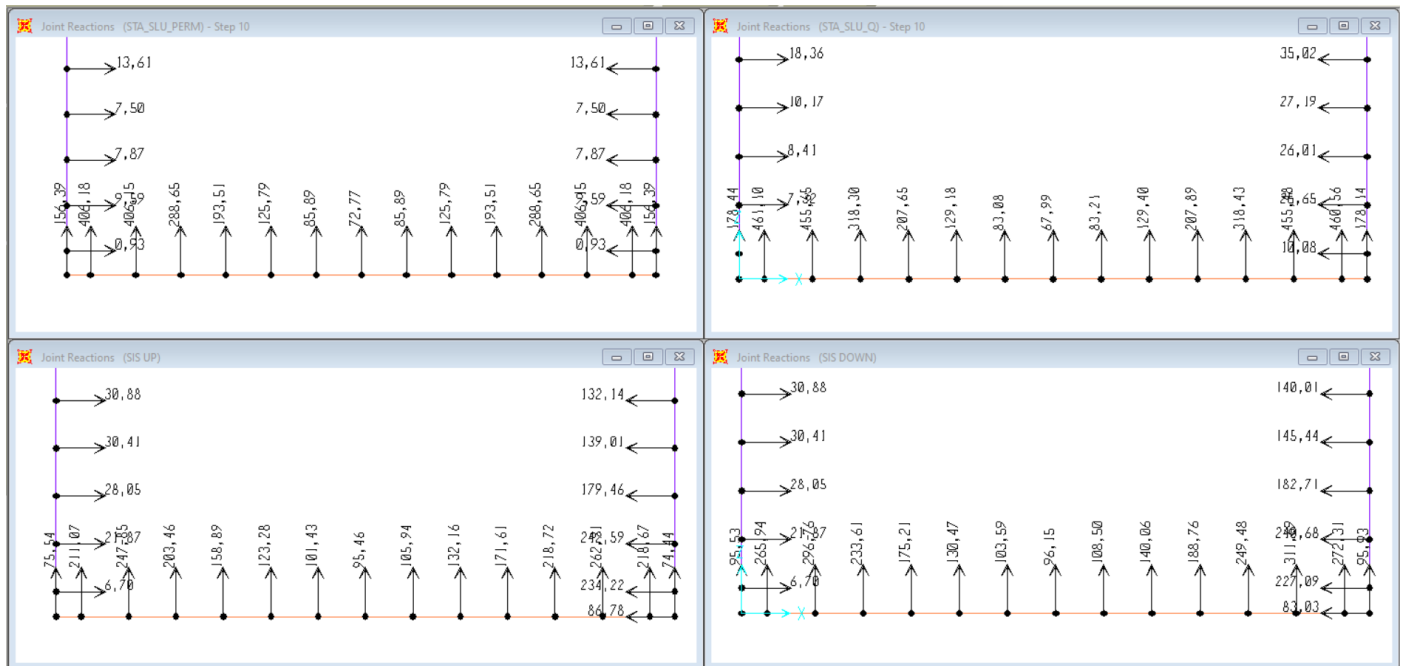
Inclined load:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \phi)$$

Per la verifica a carico limite vengono considerati come **forze al piano di posa** le azioni verticali derivanti dalla combinazione condotta con la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Il modello di calcolo restituisce una pressione sostanzialmente uniforme sul terreno per tutte le combinazioni significative che viene riportata di seguito. Si ricorda che il calcolo è fatto al metro di profondità.



Pertanto, si ha che lo sforzo normale totale per ciascuna combinazione presente al piano di posa è pari a:

$$N_{\text{tot}} [\text{STA_SLU_PERM}] = 3398 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{tot}} [\text{STA_SLU_Q}] = 3745 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{tot}} [\text{SIS_DOWN}] = 2764 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{tot}} [\text{SIS_UP}] = 2402 \text{ kN/m}$$

Si sceglie di verificare il terreno secondo il carico verticale massimo agente, ovvero quello relativo alla combinazione allo stato limite ultimo con carico stradale dominante.

$$N_{\text{Ed}} = 3745 \text{ kN/m}$$

STATICA SLU		
N [kN]	3745	kN
M [kNm]	0	kNm
T [kN]	0	kN
B [m]	13,60	m
L [m]	1,00	m
α [°]	0,00	°
V [kN]	3745,0	kN
H _x [kN]	0,0	kN
H _y [kN]	0,0	kN
teta [rad]	0,00	rad
H [kN]	0,0	kN
eb [m]	0,000	m
el [m]	0,000	m
B' [m]	13,60	m
L' [m]	1,00	m
c' [kPa]	0,0	kPa
γ' [kN/m ³]	20,0	kN/m ³
ϕ' [°]	30,0	°
q' [kPa]	215,0	kPa
γ_M [-]	1,00	-
c' [kPa]	0,0	kPa

ϕ_d [°]	30,0	°
$\text{tg}\phi_d$	0,577	-
$\text{cotg}\phi_d$	1,732	-
N_q [-]	18,40	-
N_c [-]	30,14	-
N_γ [-]	20,09	-
b_q [-]	1,00	-
b_c [-]	1,00	-
s_q [-]	1,04	-
s_c [-]	1,04	-
s_γ [-]	0,98	-
i_c [-]	1,00	-
i_q [-]	1,00	-
i_γ [-]	1,00	-
m_b [-]	1,93	-
m_l [-]	1,07	-
m [-]	1,07	-
q_{Rd-SLU} [kPa]	4298,2	kPa
γ_R [-]	1,4	-
q_{Rd-SLU} / γ_R [kPa]	3070,1	kPa
q_{Sd-SLU} [kPa]	275,4	kPa

F.S. = $3070/276=11.1$ - Verifica Soddisfatta