

REGIONE AUTONOMA FRIULI - VENEZIA GIULIA

- PROVINCIA DI UDINE -

Committente:

COMUNE DI FAGAGNA

Lavoro:

LAVORI PER LA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL FOSSO
TAMPOGNACCO

Fase:

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

All. N:

2.2

**RELAZIONE DI CALCOLO e
SCHEMI GRAFICI ARMATURE**

Scala:

Progettazione:

D'ORLANDO E ASSOCIATI S.R.L

ing. Paolo Gerussi

ing. Paolo Clemente

Consulenze:

01	16-04-12	Calcoli tombotto 2,0x2,5m	Clemente	Gerussi
00	27-03-12	Emissione	Clemente	Gerussi
Revisione	Data	Motivazioni	Redatto	Verificato

Studio Tecnico D'ORLANDO E ASSOCIATI SRL

Via Carducci, 62/A - 33100 Udine Tel. 0432 21883 Fax 0432 507304
e-mail: info@dorlandoeassociati.it

Materiale riservato di proprietà della D'Orlando e Associati S.r.l.

Vietata la divulgazione e/o riproduzione anche solo parziale



codice lavoro:

2435

Nome file: copertina:

Z:\Lavori\2435 - Tampognacco Fagagna\ESECUTIVO\Copertine\2435-ese-all2.2-rel-calcoli-rev00.doc

SOMMARIO

1. PREMESSE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
4. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	4
5. PONTE LUCE 8,00 M	6
5.1 ANALISI DEI CARICHI.....	6
5.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	11
5.3 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
5.4 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA DELLE SEZIONI.....	19
5.5 CORDOLO DI ANCORAGGIO BARRIERA SICURVIA	32
5.6 MASSIME PRESSIONI SUL TERRENO.....	34
6. PONTICELLO LUCE 4,00 M (ACCESSO A PROPRIETA' PRIVATE)	35
6.1 ANALISI DEI CARICHI.....	35
6.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE	40
6.3 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	43
6.4 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA DELLE SEZIONI.....	47
6.5 MASSIME PRESSIONI SUL TERRENO.....	60
7. ALLEGATO – SCATOLARE PREFABBRICATO	61

1. PREMESSE

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale di un manufatto in c.a. gettato in opera con funzione di ponte stradale e di un manufatto con funzione di ponticello stradale per accesso a proprietà private da realizzarsi nell'ambito dei "Lavori per la sistemazione idraulica del fosso Tampognacco" in comune di Fagagna, località Villalta.

Il manufatto più grande ha una luce netta di 8,00 m e una larghezza di 8,00 m (7,00 m di carreggiata stradale e due cordoli per l'ancoraggio della barriera securvia di 50 cm). Le pareti e le sole di fondazione, così come la soletta superiore hanno spessore di 60 cm

Il manufatto più piccolo ha una luce netta di 4,00 m e una larghezza di 5,00 m (4,40 m di carreggiata stradale e due cordoli per l'ancoraggio del parapetto di 30 cm). Le pareti e la soletta superiore hanno spessore di 35 cm, le sole di fondazione hanno spessore di 50 cm.

Il manufatto più grande verrà calcolato come ponte di **1a Categoria**, mentre quello più piccolo come ponte di **2a Categoria**.

Le opere in oggetto ricadono in zona classificata sismica, ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 (Suppl. Ord. Alla G.U. 8.5.2003, n. 105) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" ed in base alle Delibere della Giunta Regionale n. 2325 dell' 1 agosto 2003 e n.845 del 6 maggio 2010 (che definisce tale localizzazione come Zona 2).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) D.M. 14.01.2008 – "Norme tecniche per le costruzioni"
- b) Circ. 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP. - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni"

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione dei manufatti sono:

- Calcestruzzo per getti in opera

Classe di resistenza **C28/35**

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg: $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Classe di esposizione ambientale XC2 (secondo UNI EN 206-1 e UNI 11104)

Rapporto massimo acqua/cemento 0,55

Contenuto minimo di cemento 300 kg/mc

Diametro massimo degli inerti 20 mm

Classe di consistenza S4

Copriferro netto 30 mm

- Calcestruzzo per lo scatolare prefabbricato

Classe di resistenza **C40/50**

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg: $R_{ck} = 50 \text{ MPa}$

Classe di esposizione ambientale XC4 – XF3 (secondo UNI EN 206-1 e UNI 11104)

Rapporto massimo acqua/cemento 0,50

Contenuto minimo di cemento 300 kg/mc

Diametro massimo degli inerti 20 mm

Classe di consistenza S1

Copriferro netto 30 mm

- Acciaio da c.a.

Tipo **B450C**

Tensione di rottura $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ Mpa}$

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$

Con i seguenti requisiti: $1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$

$(f_t / f_{y,nom})_k \leq 1,25$

4. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche del terreno ci si è avvalsi della "Relazione geologico tecnica" redatta dal dott. geol. Gianluigi Ziraldo.

Caratterizzazione litostratigrafica

Il sottosuolo, al di sotto di una coltre detritica superficiale di origine eluvio-colluviale di spessore fino a circa 2,50 – 3,00 m, risulta costituito da depositi fluviali o fluvioglaciali, composti da ghiaie in matrice sabbiosa parzialmente limosa, talora parzialmente cementati, per notevole spessore.

Parametri geotecnici

La caratterizzazione geotecnica considerata nel calcolo delle strutture è riassunta di seguito:

Strato superficiale (spessore 2,5 -3,0 m):

Peso di volume	$\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi = 30^\circ$
Coesione	$c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$

Strato di fondazione:

Peso di volume	$\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi = 34^\circ$
Coesione	$c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$

Idrogeologia

La profondità della falda nella zona in oggetto è tale da non interferire con le opere da realizzare.

Caratterizzazione sismica

Il comune di Fagagna viene classificato sismico in base alle Delibere della Giunta Regionale n. 2325 dell' 1 agosto 2003 e n.845 del 6 maggio 2010 (che definisce tale localizzazione come Zona 2).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Nel nostro caso la categoria di sottosuolo è classificabile come **C** "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*" con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)

Per il ponte più grande si considera una **vita nominale pari a 50 anni** e una **classe d'uso IV** da cui si ricava un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni.

Per il ponticello più piccolo, per accesso a proprietà private, si considera una **vita nominale pari a 50 anni** e una **classe d'uso II** da cui si ricava un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 50 anni.

I parametri che definiscono l'azione sismica allo SLV sono i seguenti:

Ponte grande:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,286 g
F_o	2,474
T_c	0,347 s
S_s	1,275
C_c	1,488
S_T	1,000
q	1,000

Ponte piccolo:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,217 g
F_o	2,451
T_c	0,332 s
S_s	1,381
C_c	1,510
S_T	1,000
q	1,000

5. PONTE LUCE 8,00 M

La struttura in progetto è in c.a. gettato in opera; ad esso viene affidato il compito di resistere alle sollecitazioni verticali dovute ai carichi permanenti e accidentali e alle forze orizzontali dovute alla spinta delle terre e all'azione sismica.

Il calcolo viene svolto con il metodo “semiprobabilistico agli stati limite”, le verifiche di resistenza vengono effettuate agli stati limite ultimi.

Per l'opera in esame si considera una **vita nominale pari a 50 anni** e una **classe d'uso IV** da cui si ricava un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni. Si assume, in base alle risultanze della relazione geologica, che il terreno sia di categoria C.

5.1 ANALISI DEI CARICHI

Si determinano nel seguito le azioni agenti sulle strutture.

5.1.1 Pesì specifici

- Calcestruzzo armato: $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/mc}$;
- Terreno: $\gamma = 19,00 \text{ kN/mc}$;
- Pavimentazione stradale: $\gamma = 22,00 \text{ kN/mc}$;

5.1.2 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

- Peso proprio del manufatto:
 $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso della pavimentazione stradale (10 cm):
 $0,10 \times 22,00 = 2,2 \text{ kN/mq}$

5.1.3 Carichi variabili da traffico

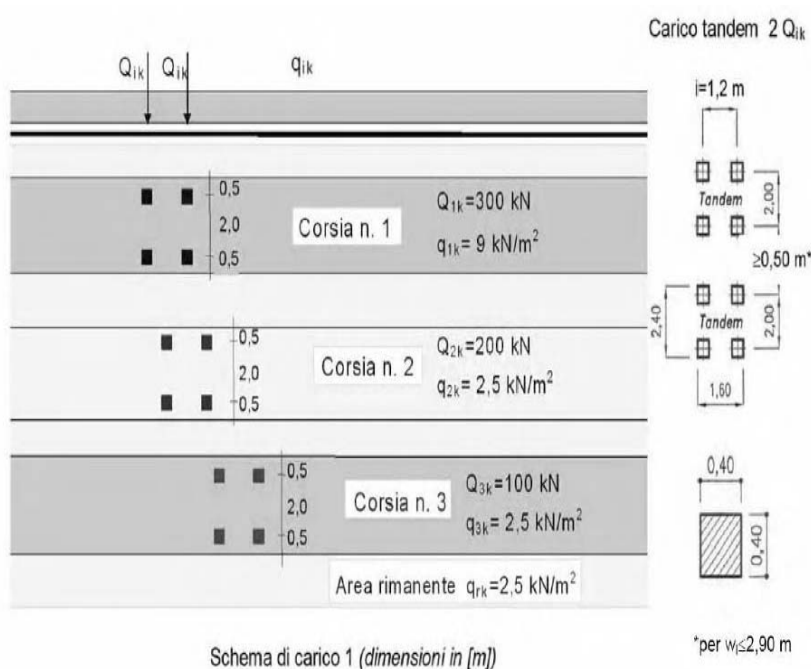
Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di **1a Categoria** si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Le azioni variabili da traffico compressive degli eventuali effetti dinamici sono definite dal seguente Schema di Carico:



La larghezza del manufatto permette di posizionare due corsie convenzionali di carico secondo il seguente schema:

Larghezza di carreggiata "w" (m)	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale (m)	Larghezza della zona rimanente (m)
$6,00 < w$	$n = \text{int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n)$

Distribuendo i carichi tandem concentrati a 45° fino all'asse della sezione stessa, si ottiene una superficie di distribuzione dei carichi, per le quattro impronte dei carichi tandem, pari a $2,50 \times 3,30 = 8,25$ m². Per ciascuna delle due corsie si ottengono in questo modo i seguenti carichi distribuiti:

1° corsia: $4 \times 150 / 8,25 = 72,73$ kN/mq + distribuito 9,00 kN/mq

2° corsia: $4 \times 100 / 8,25 = 48,48$ kN/mq + distribuito 2,50 kN/mq

5.1.4 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Nel nostro caso:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 600 + 0,10 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 8,60 = 383,2 \text{ kN}$$

Tale forza viene distribuita sulla zona caricata: $383,2 / (7,0 \times 8,60) = 6,37 \text{ kN/mq}$

5.1.5 Spinta delle terre

Per la valutazione della spinta delle terre si sono assunti i seguenti parametri geotecnici del terreno, in accordo con le risultanze delle indagini geologiche:

$$\gamma_s = 19,00 \text{ kN/mc}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\text{coesione} = 0$$

Considerata la tipologia dell'opera in esame, si assume che la spinta del terreno avvenga in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo vale allora:

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,50$$

Spinta del sovraccarico permanente sui piedritti (distribuzione uniforme tra gli assi di soletta e fondazione):

$$0,10 \times 22,0 \times 0,50 + 0,35 \times 19,0 \times 0,50 = 4,43 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno sui piedritti (distribuzione triangolare tra gli assi di soletta e fondazione):

$$\text{valore alla base: } 19 \times 3,25 \times 0,50 = 30,88 \text{ kN/m}^2$$

Carico verticale su suola di fondazione di monte

$$0,10 \times 22 + 3,30 \times 19 = 64,9 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico accidentale sui piedritti (distribuzione uniforme tra gli assi di soletta e fondazione):

ai fini del calcolo dei piedritti, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30° . Nel nostro

caso la distribuzione a 30° porta a considerare fino all'asse della soletta superiore una superficie di 3,90 x 3,10 m

$$(600 / (3,90 \times 3,10)) \times 0,50 = 24,81 \text{ kN/m}^2$$

5.1.6 Effetti dell'azione sismica

L'azione sismica, per l'opera in esame, è in grado di produrre un incremento nella spinta orizzontale del terreno, la quale agisce sulle pareti laterali del manufatto. L'intensità di tale azione è uguale al prodotto della pressione verticale geostatica per il coefficiente di amplificazione sismica orizzontale K_h . L'azione sismica a cui si fa riferimento nelle verifiche è quella allo SLV.

Per l'opera in esame si considera una **vita nominale pari a 50 anni** e una **classe d'uso IV** da cui si ricava un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni. Si assume, in base alle risultanze della relazione geologica, che il terreno sia di categoria C.

I parametri che definiscono l'azione sismica sono i seguenti:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,286 g
F_o	2,474
T_C^*	0,347 s
S_s	1,275
C_C	1,488
S_T	1,000
q	1,000

Determinazione del coefficiente di amplificazione sismica orizzontale:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,275 \cdot 1,00 \cdot 0,286 = 0,365 \text{ g}$$

$$\beta_m = 1,00$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} = 0,365 \text{ g}$$

L'incremento sismico della spinta del terreno è determinato facendo ricorso alla **teoria di Wood** (strutture rigide). La pressione che ne consegue è pari a:

$$\Delta E = k_h \times \gamma \times H_t^2 = 0,365 \times 19 \times 3,25^2 = 73,25 \text{ kN/m}$$

$$\Delta E_{\text{uniforme}} = \Delta E / H_t = 73,25 / 3,25 = 22,54 \text{ kN/m}^2$$

5.1.6.1 Effetti inerziali

Alle masse strutturali viene applicata un'accelerazione inerziale pari a k_h . Le masse strutturali considerate sono quelle relative ai carichi permanenti strutturali e non strutturali.

Per le pareti di spessore 60 cm:

$$p_l = k_h \cdot \gamma_{cls} \cdot sp = 0,365 \cdot 25,00 \cdot 0,60 = 5,48 \text{ kN/m}^2$$

Per la soletta di spessore 60 cm e la sovrastruttura stradale:

$$p_l = k_h \cdot (\gamma_{cls} \cdot sp + \gamma_{sovr} \cdot sp) = 0,365 \cdot (25,00 \cdot 0,60 + 22,00 \cdot 0,10) = 6,28 \text{ kN/m}^2$$

5.1.7 Azione della temperatura

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, in base a quanto riportato al paragrafo 3.5.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, si possono assumere i seguenti valori:

$$T_{max} = 45^\circ\text{C}, \quad T_{min} = -15^\circ\text{C}.$$

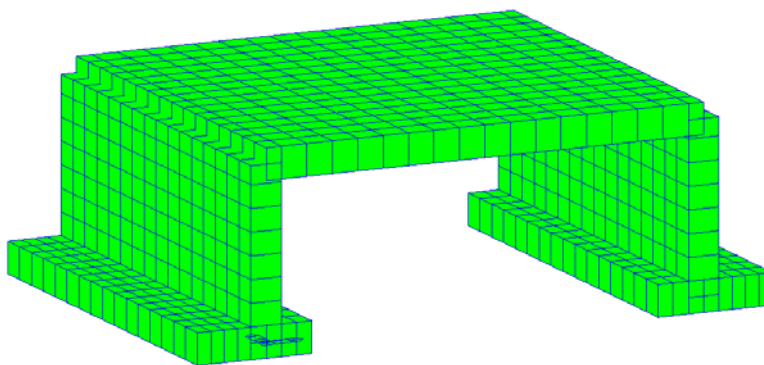
Considerando una temperatura iniziale $T_0 = 15^\circ\text{C}$, la variazione uniforme di temperatura vale $\pm 30^\circ\text{C}$.

5.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

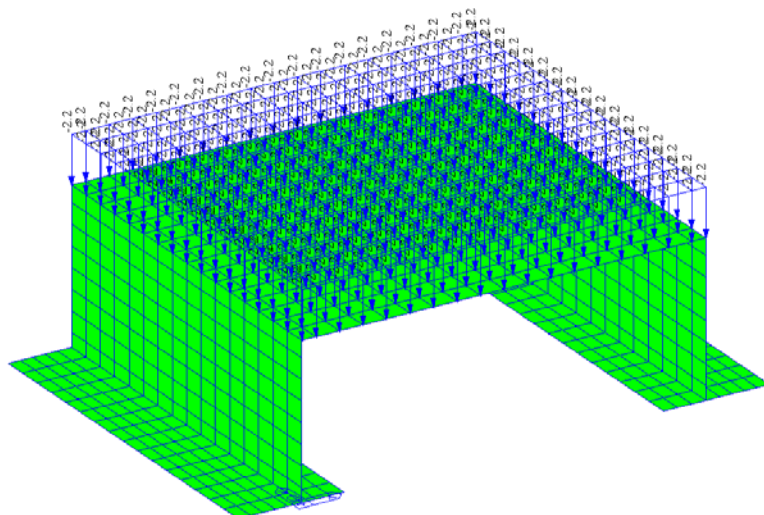
Le analisi e le verifiche sul manufatto in esame sono state effettuate su un modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti realizzati con il software *Midas Gen*.

Lo schema statico considerato è quello di struttura scatolare su suolo elastico alla Winkler, caricata con le azioni precedentemente esposte; gli elementi strutturali sono stati modellati con elementi di tipo *plate* assegnando ad essi il loro effettivo spessore. L'iterazione tra la struttura ed il terreno è stata modellata introducendo delle molle elastiche secondo la teoria di Winkler assumendo un valore del modulo di sottofondo $K_w = 5,0 \text{ kg/cm}^3$. Di seguito si riportano alcune immagini del modello geometrico di calcolo e alcuni schemi di carico.

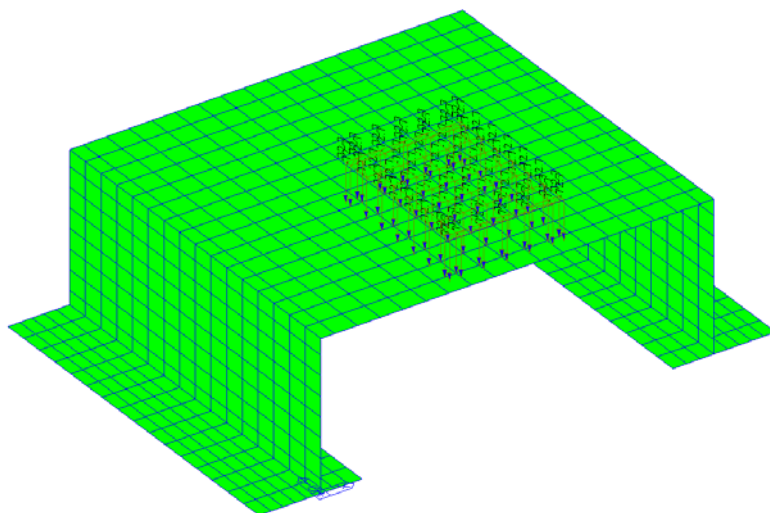
Modello geometrico:



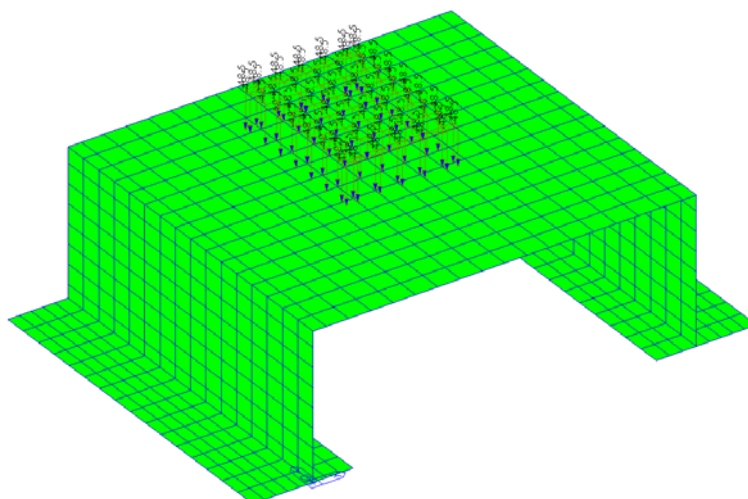
Carichi permanenti



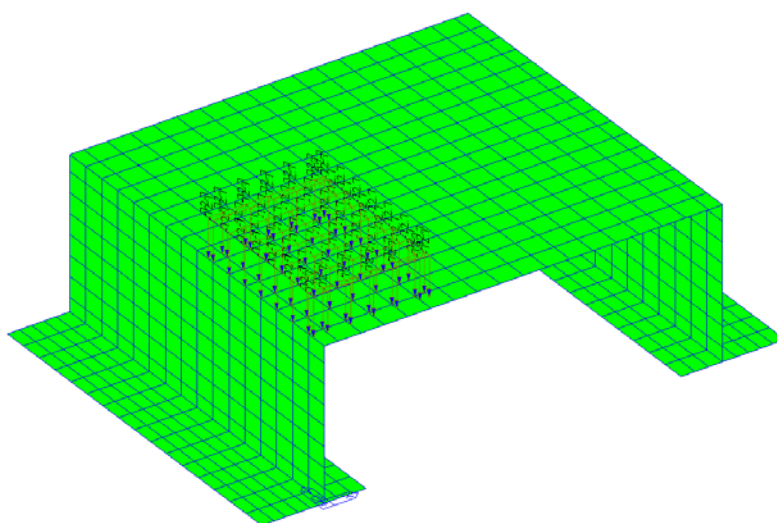
Carichi da traffico tandem corsia 1 al centro:



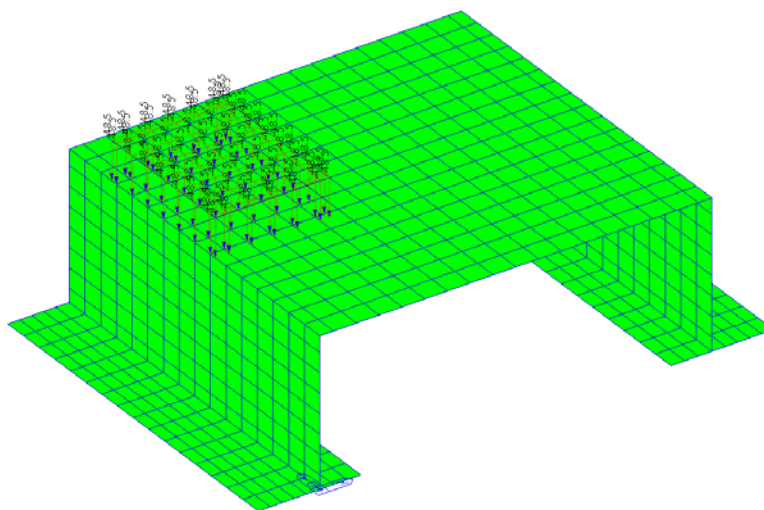
Carichi da traffico tandem corsia 2 al centro:



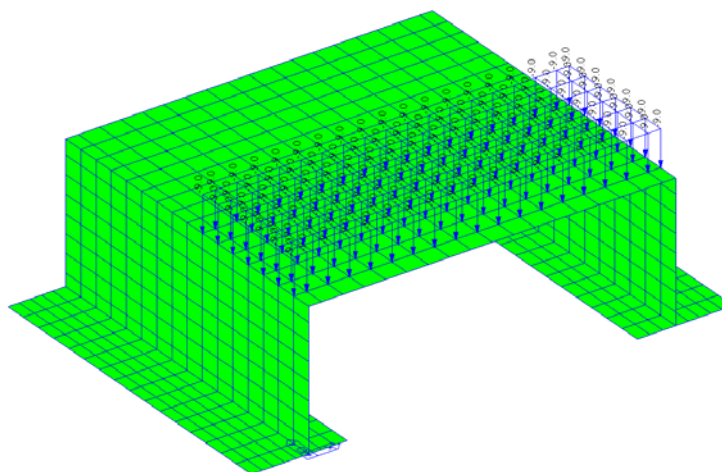
Carichi da traffico tandem corsia 1 all'estremità:



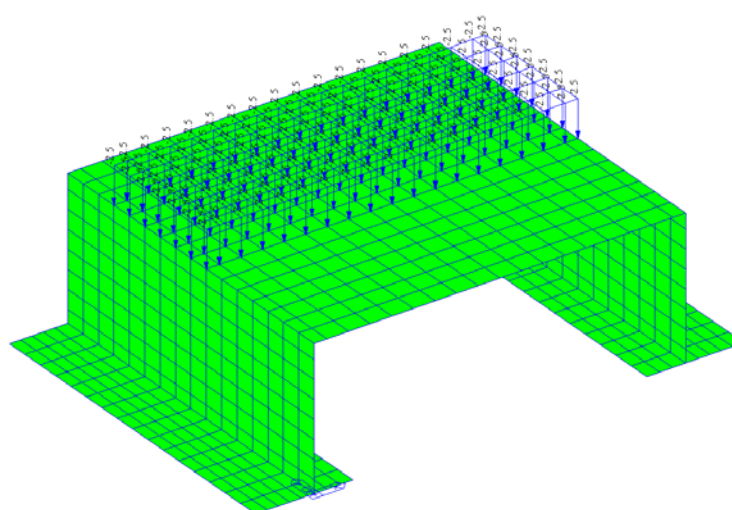
Carichi da traffico tandem corsia 2 all'estremità:



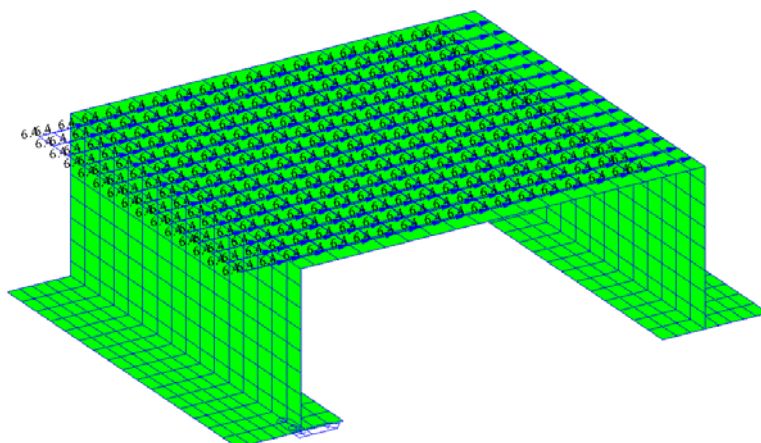
Carichi da traffico distribuiti corsia 1:



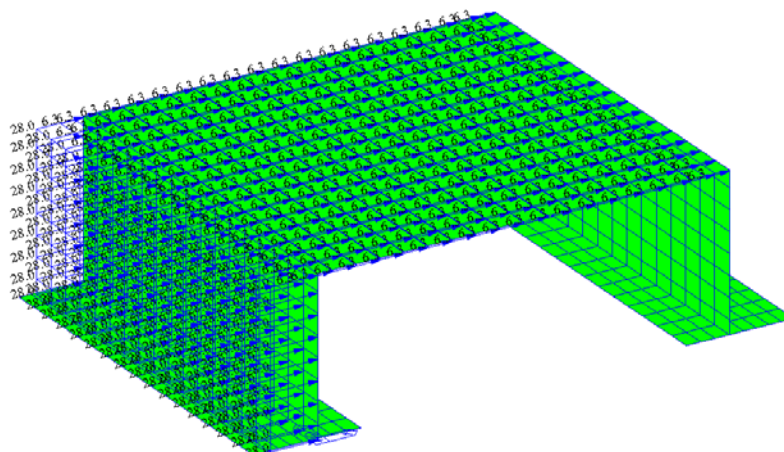
Carichi da traffico distribuiti corsia 2:



Frenamento X+



Sisma X+



5.3 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono definite le seguenti condizioni di carico elementari utilizzate all'interno del modello di calcolo:

No	Name	Type	Description
1	pp	Dead Load (D)	peso proprio
2	pavim	Dead Load (D)	pavimentazione
3	Q corsia 1 centro	Live Load (L)	Q corsia 1 centro
4	Q corsia 2 centro	Live Load (L)	Q corsia 2 centro
5	Q corsia 1 estremo	Live Load (L)	Q corsia 1 estremo
6	Q corsia 2 estremo	Live Load (L)	Q corsia 2 estremo
7	q corsia 1	Live Load (L)	q corsia 1
8	q corsia 2	Live Load (L)	q corsia 2
9	q rimanente	Live Load (L)	q rimanente
10	frenam X+	Live Load (L)	frenamento X+
11	frenam X-	Live Load (L)	frenamento X-
12	sp.terr.	Earth Pressure (EP)	spinta terreno su piedritti
13	sovr. su terr.X=0	Live Load (L)	sovr. su terreno piedritto X=0
14	sovr. su terr.X=860	Live Load (L)	sovr. su terreno piedritto X=860
15	sisma X+	Earthquake (E)	sisma X+
16	temp +30	Temperature (T)	temperatura +30
17	temp -30	Temperature (T)	temperatura -30

La verifica viene condotta in accordo con il metodo degli stati limite. Ai fini delle verifiche si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione allo SLE rara:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione allo SLE frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione allo SLE quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico vengono combinate tra di loro considerando i coefficienti amplificativi della normativa riportati nelle successive tabelle.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni utilizzate nelle verifiche sono le seguenti:

LIST OF LOAD COMBINATIONS

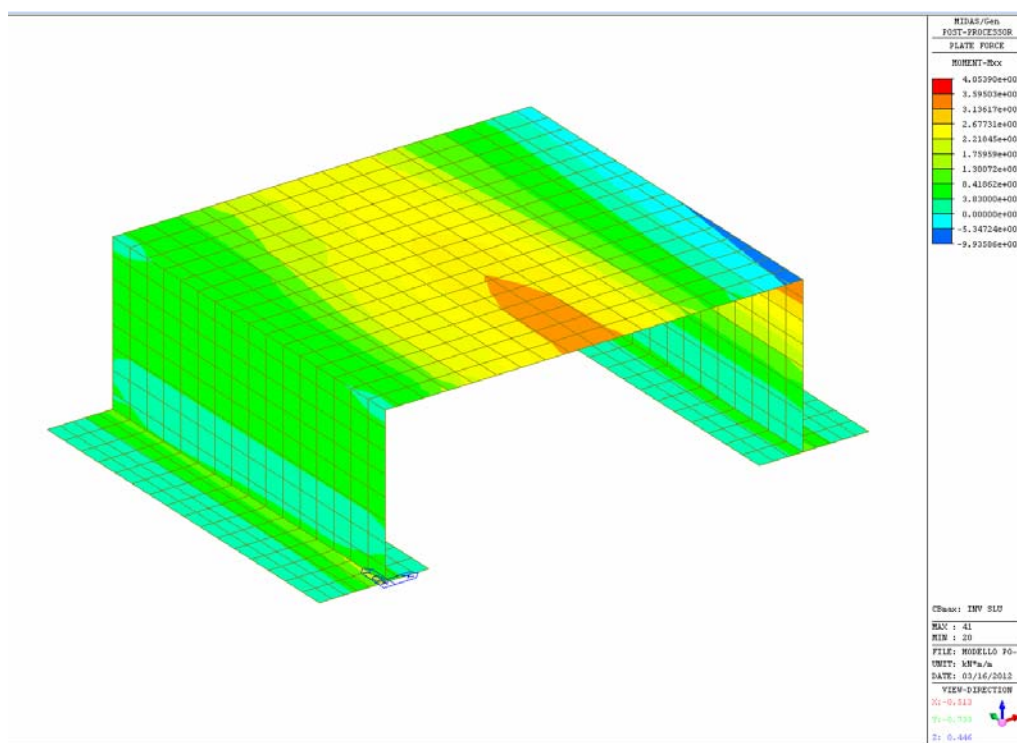
NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	STR1	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.000) + Q corsia 1 centro(1.350) + Q corsia 2 centro(1.350) + q corsia 1(1.350) + q corsia 2(1.350) + q rimanente(1.350)		

- 2 STR2 Active Add
pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 centro(1.350) + Q corsia 2 centro(1.350)
+ q corsia 1(1.350) + q corsia 2(1.350) + q rimanente(1.350)
- 3 STR3 Active Add
pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 centro(1.010) + Q corsia 2 centro(1.010)
+ q corsia 1(0.540) + q corsia 2(0.540) + q rimanente(0.540) + frenam X+(1.350) + sovr.su terr.X=0(1.010)
- 4 STR4 Active Add
pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.010) + Q corsia 2 estremo(1.010) + q corsia 1(0.540) + q corsia 2(0.540) + q rimanente(0.540) + frenam X-(1.350) + sovr.su terr.X=860(1.010)
- 5 STR5 Active Add
pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.350) + Q corsia 2 estremo(1.350) + q corsia 1(1.350) + q corsia 2(1.350) + q rimanente(1.350)
- 6 STR6 Active Add
pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.350) + Q corsia 2 estremo(1.350) + q corsia 1(1.350) + q corsia 2(1.350) + q rimanente(1.350) + temp +30(0.720)
- 7 STR7 Active Add
pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.350) + Q corsia 2 estremo(1.350) + q corsia 1(1.350) + q corsia 2(1.350) + q rimanente(1.350) + temp -30(0.720)
- 8 SLE R 1 Active Add
pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q corsia 1 centro(1.000) + Q corsia 2 centro(1.000)
+ q corsia 1(1.000) + q corsia 2(1.000) + q rimanente(1.000) + temp +30(0.600)
- 9 SLE R 2 Active Add
pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q corsia 1 centro(1.000) + Q corsia 2 centro(1.000)
+ q corsia 1(1.000) + q corsia 2(1.000) + q rimanente(1.000) + temp -30(0.600)
- 10 SLE F 1 Active Add
pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q corsia 1 centro(0.750) + Q corsia 2 centro(0.750)
+ q corsia 1(0.400) + q corsia 2(0.400) + q rimanente(0.400) + temp +30(0.600)
- 11 SLE F 2 Active Add
pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q corsia 1 centro(0.750) + Q corsia 2 centro(0.750)
+ q corsia 1(0.400) + q corsia 2(0.400) + q rimanente(0.400) + temp -30(0.600)
- 12 SLV Active Add
pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + sisma X+(1.000)
- 13 INV SLU Active Envelope
STR1(1.000) + STR2(1.000) + STR3(1.000) + STR4(1.000) + STR5(1.000) + STR6(1.000) + STR7(1.000) + SLV(1.000)
- 14 INV SLE R Active Envelope
SLE R 1(1.000) + SLE R 2(1.000)
- 15 INV SLE F Active Envelope
SLE F 1(1.000) + SLE F 2(1.000)

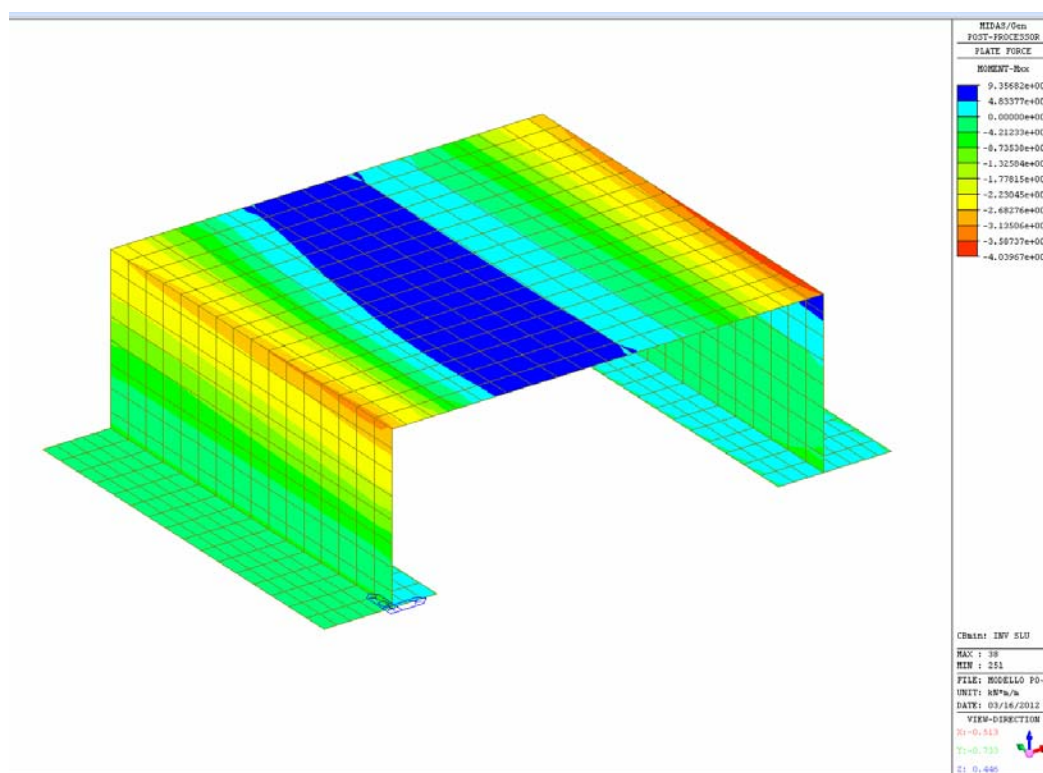
5.4 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA DELLE SEZIONI

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi strutturale e la verifica delle sezioni in c.a.

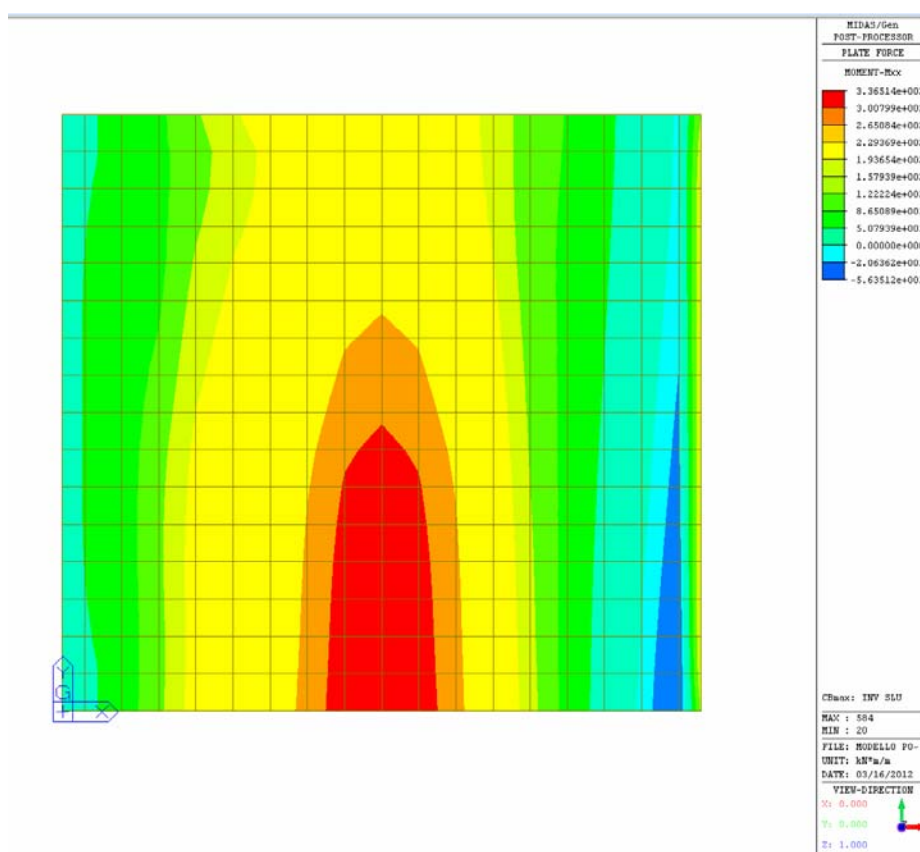
involuppo STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



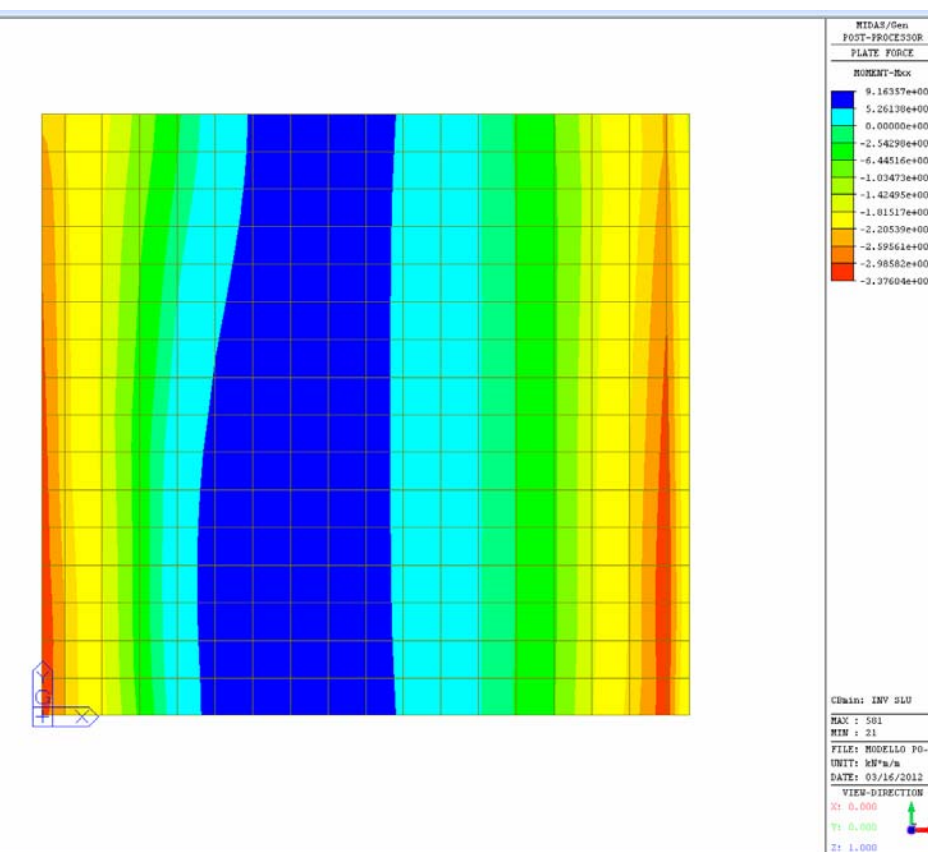
involuppo STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



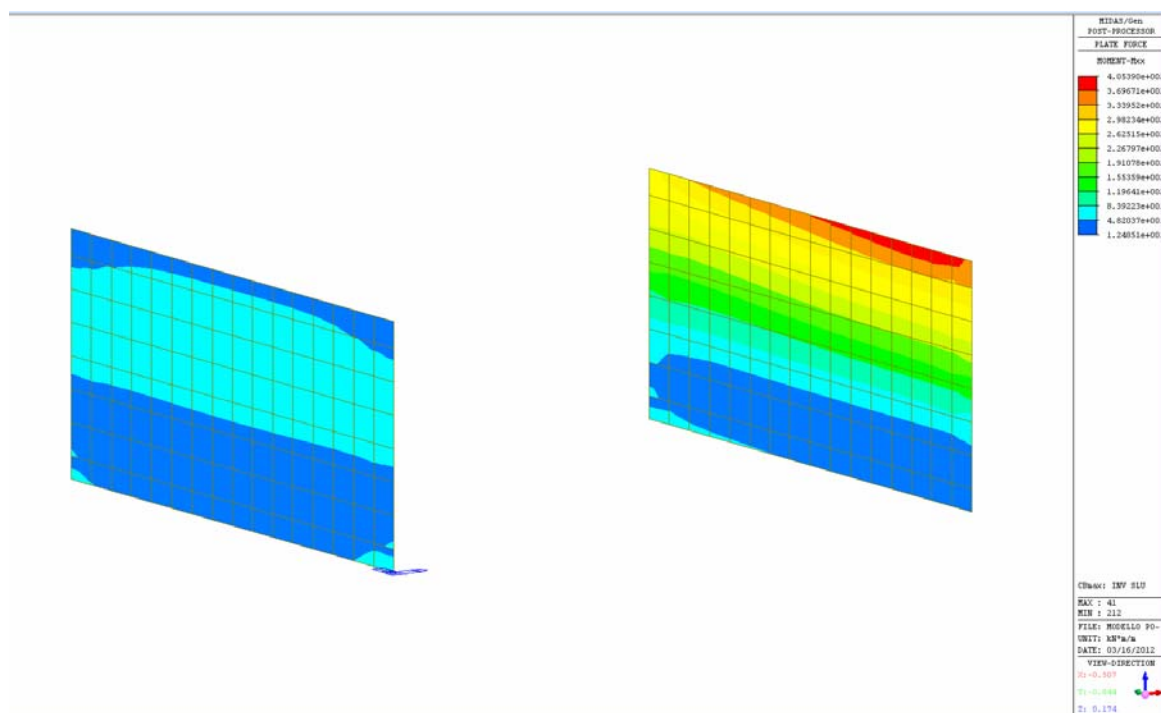
Soletta superiore inviluppo STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



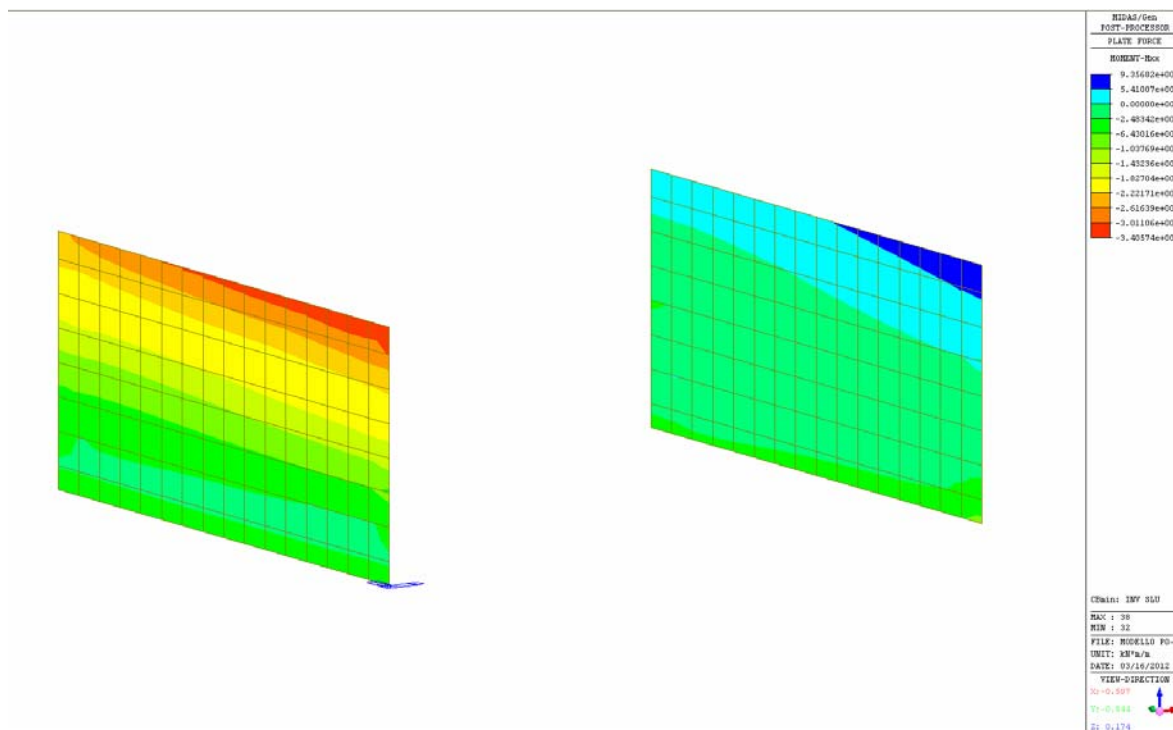
Soletta superiore inviluppo STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



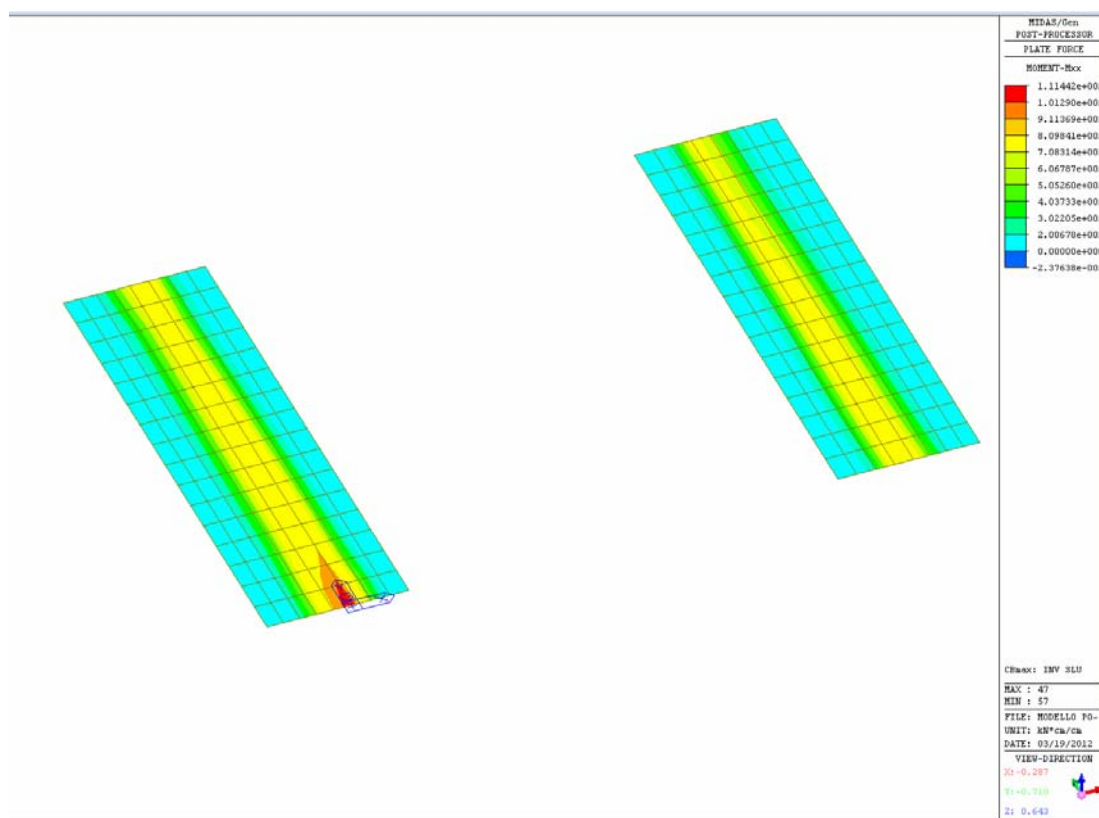
Pareti - involucro STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



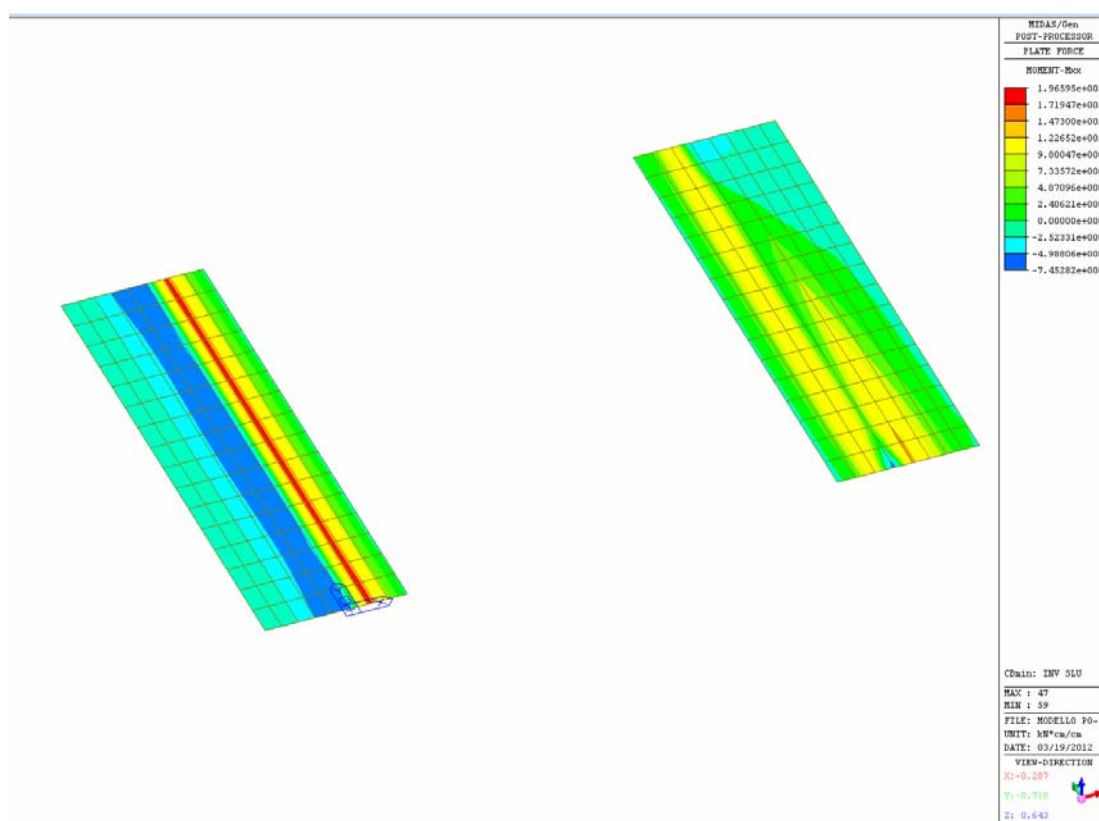
Pareti - involucro STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



Suole di fondazione - involucro STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



Suole di fondazione - involucro STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



5.4.1 Verifica della soletta superiore

Verifica al momento M_{xx} positivo (in campata)

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} positive massime sono:

$$M_{xx}^+ = 336 \text{ kNm/m}$$

Disponendo 1 ϕ 20/20 cm + 1 ϕ 16/40 cm inferiormente e 1 ϕ 16/20 cm superiormente si ottiene un momento resistente: $M_{xx,Rd} = 388,5 \text{ kNm/m}$

Titolo: soletta superiore campata

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	5,5
			2	20,73	54,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 336 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 388,5 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 360 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 30,25 ‰
d 54,5 cm
x 5,651 x/d 0,1037
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Verifica al momento M_{xx} negativo (all'incastro)

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} negative massime a filo interno parete sono:

$$M_{xx}^- = -260 \text{ kNm/m}$$

Disponendo 1 ϕ 16/20 cm + 1 ϕ 20/40 cm superiormente e 1 ϕ 20/20 cm inferiormente si ottiene un momento resistente: $M_{xx,Rd} = -338 \text{ kNm/m}$

Titolo : soletta superiore incastro

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	17,91	5,5
			2	15,71	54,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 260 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} -338,4 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 360 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 32,41 ‰
d 54,5 cm
x 5,311 x/d 0,09746
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

5.4.2 Verifica dei piedritti

Verifica al momento M_{xx} negativo massimo (alla sommità parete)

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} negative massime alla sommità parete (filo inferiore soletta) sono:

$M_{xx} = -290$ kNm/m concomitanti con uno sforzo normale di $F_{xx} = 269$ kN/m

Disponendo 1 ϕ 16/20 cm + 1 ϕ 20/40 all'esterno e 1 ϕ 16/20 cm all'interno si ottiene un momento resistente:

$M_{xx,Rd} = -405$ kNm/m

Titolo : sommità piedritto

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	17,91	5,5
			2	10,05	54,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 269 kN
M_{Ed} -290 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} -405,1 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 360 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 26,48 ‰
d 54,5 cm
x 6,362 x/d 0,1167
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

5.4.3 Verifica della suola di fondazione

Verifica al momento M_{xx}

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} massime sono:

$$M_{xx}^+ = 111 \text{ kNm/m}$$

Disponendo 1 ϕ 16/20 cm inferiormente e 1 ϕ 16/20 cm superiormente si ottiene un momento resistente: $M_{xx,Rd} = 197,8 \text{ kNm/m}$

Titolo: suola fondazione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	5.5
			2	10.05	54.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 kN
 M xEd 111 kNm
 M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M
 M_{xRd} 197.8 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 360 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 40.74 ‰
 d 54.5 cm
 x 4.311 x/d 0.07911
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

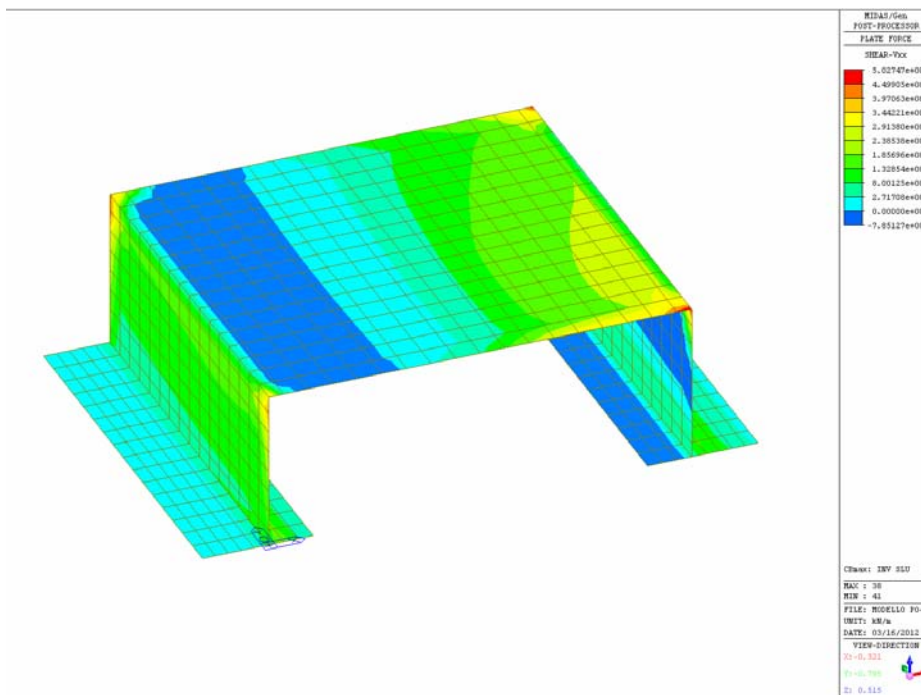
L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

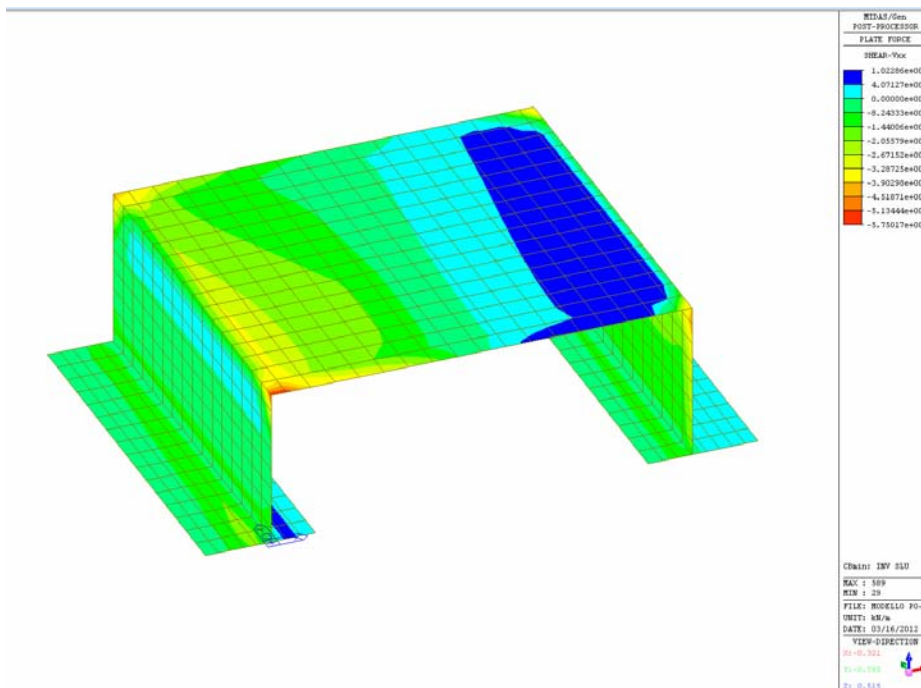
5.4.4 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene effettuata per la soletta superiore che risulta essere la più sollecitata. Si riporta di seguito la mappa a colori con i valori del taglio massimo nella combinazione involucro allo SLU.

CB max



CB min



Il taglio massimo è pari a 300 kN/m.

Si arma a taglio la soletta disponendo alle estremità 1 ϕ 16/40 cm piegati a 45°.

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO secondo N.T.C. 2008 (paragrafo 4.1.2.1.3)										ver. CAT 16/03/2012	
soletta superiore											
Calcestruzzo:											
Classe										28/35	
Resistenza cubica caratteristica						R_{ck}				35	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica						$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$				29,1	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata						α_{cc}				0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c						γ_c				1,5	
Resistenza di calcolo a compressione						$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$				= 16,5	N/mm ²
Resistenza media a trazione						$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$				= 2,8	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione						$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$				= 2,0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione						$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$				= 1,3	N/mm ²
Acciaio:											
Snervamento caratteristico delle armature a taglio						f_{yk}				450	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s						γ_s				1,15	
Snervamento di calcolo delle armature a taglio						$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$				= 391	N/mm ²

Caratteristiche geometriche											
Altezza trave						h				600	mm
Larghezza minima della sezione						b_w				1000	mm
Copriferro (fino all'asse delle barre longitudinali)						c				55	mm
Altezza utile						$d = h - c$				= 545	mm
Braccio di leva						$z = 0,9 d$				= 491	mm
Area dell'armatura longitudinale	5	ϕ	16			A_{sl}				1005	mm ²
Rapporto di armatura						$\rho = A_{sl} / (b_w d) < 0,02$				= 0,0018	
Valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione						N_{Ed}				0	N
Tensione media di compressione nella sezione						$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$				= 0,0	N/mm ²
						$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$				= 1,61	
						$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ct}^{1/2}$				= 0,4	

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio:											
Resistenza e taglio di calcolo											
Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio						$V_{Rd} = (0,18 k (100 \rho_l f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$				= 183.773	N
						$\geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$				209.203	N
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente						V_{Ed}				290.000	N
Essendo $V_{Ed} > V_{Rd}$ è richiesta armatura a taglio											

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio:									
Determinazione dell'inclinazione									
$\tan^2\theta = (A_{sw} \cdot f_{wd}) / [b_w \cdot s \cdot (\alpha_{cw} \cdot f_{cd})]$								0,030	
Inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave						θ		9,95	gradi
Valore di $\cot\theta$ calcolato						$\cot\theta$		5,70	
Valore di $\cot\theta$ assunto (compreso tra 1 e 2,5)								2,50	
corrispondente a una inclinazione dei puntoni di cls:								21,80	
Con riferimento all'armatura trasversale:									
Per elementi con armature a taglio inclinate:									
Diametro armature a taglio inclinate								16	mm
Numero barre								2,5	
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio						A_{sw}		503	mm ²
Passo misurato sull'asse longitudinale						s		600	mm
Angolo tra armatura a taglio e asse longitudinale						α		45	gradi
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" delle armature inclinate						$V_{Rsd} = 0,9 d (A_{sw} / s) f_{td} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	=	397.947	N
Con riferimento al calcestruzzo d'anima:									
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima						$f_{cd} = 0,5 f_{cd}$	=	8,23	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo α_c pari a:						1	per membrature non compresse	1,00	
						$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$		
						1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$		
						$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$		
Angolo di inclinaz. dell'arm. trasversale rispetto all'asse della trave						α		45	gradi
Resistenza di calcolo a "taglio compressione"						$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$	=	1.949.005	N
Resistenza al taglio della trave;						$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	=	397.947	N
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente						V_{Ed}		290.000	N
VERIFICA DI RESISTENZA:						$V_{RD} > V_{Ed}$		397.947 >	290.000

5.4.5 VERIFICA A FESSURAZIONE (S.L.E.)

Si svolge la verifica a fessurazione (stato limite di esercizio) della soletta superiore in campata.

Nella verifica si considera lo stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore caratteristico di apertura della fessura è, al massimo, pari ad un valore prefissato.

Il valore nominale al quale ci si riferisce è:

$$w_3 = 0,3 \text{ mm}$$

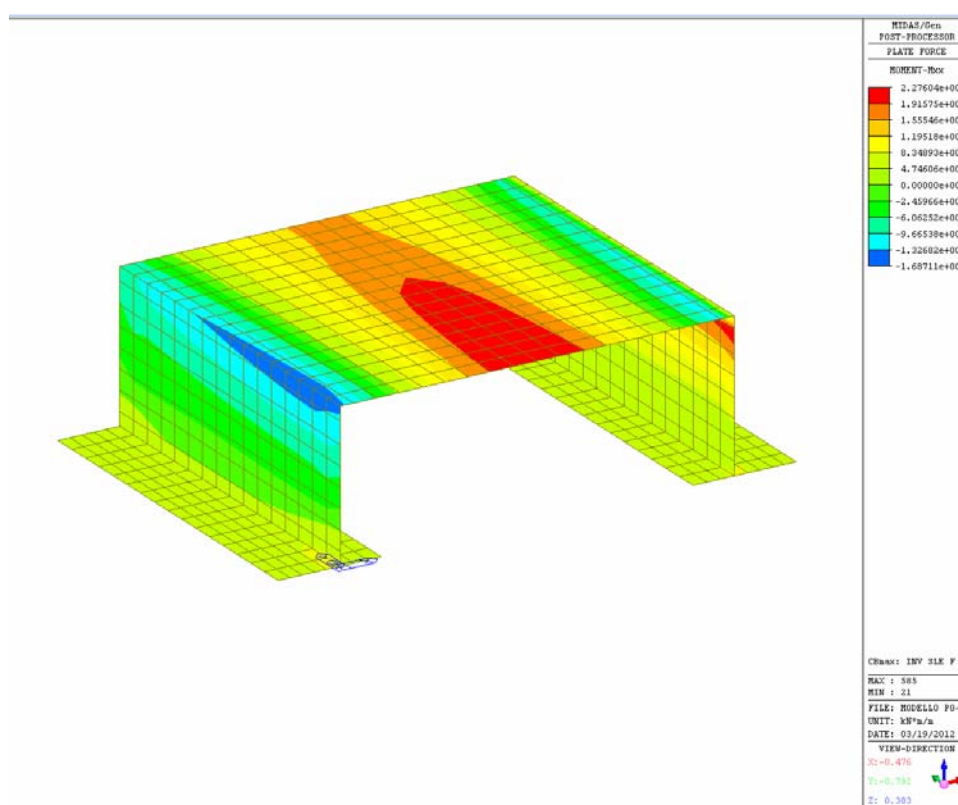
corrispondente a:

- condizioni ambientali: ordinarie
- combinazione di azioni: frequente
- armatura: poco sensibile

In accordo con la seguente tabella, tratta dalle NTC 2008.

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

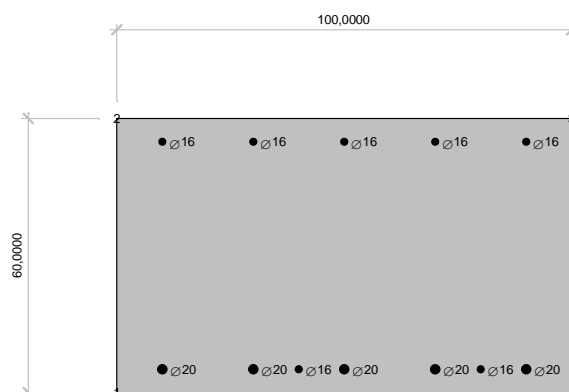
I momenti flettenti m_{xx} d'involuppo nelle combinazioni SLE (frequenti) sono riportati nel seguente diagramma:



Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} positive massime sono:

$$M_{xx}^+ = 227 \text{ kNm/m}$$

Nella sezione di altezza 60 cm sono disposti 1 ϕ 20/20 cm + 1 ϕ 16/40 cm inferiormente e 1 ϕ 16/20 cm superiormente; con tale armatura si ottiene la seguente verifica a fessurazione:



verifica fessurazione in campata

Dati generali

PRELIM ed. 8.2- 12/2010 procedura PREFLE 6.1 - SIGMAc Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: cm Forze: daN Angoli: rad

Dati dei materiali

Calcestruzzo: C28/35 $\sigma_{adm} = 174,30$

Acciaio: B450 $\sigma_{adm} = 3600,00$

Coefficiente di omogeneizzazione = 15,00

Sezione non reagente a trazione

Caratteristiche geometriche

Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,0000	0,0000
2	-50,0000	60,0000
3	50,0000	60,0000
4	50,0000	0,0000

Armature longitudinali :

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	0,0000	5,0000	3,1416	20
2	-20,0000	5,0000	3,1416	20
3	-40,0000	5,0000	3,1416	20
4	40,0000	5,0000	3,1416	20
5	20,0000	5,0000	3,1416	20
6	-10,0000	5,0000	2,0106	16
7	30,0000	5,0000	2,0106	16
8	0,0000	55,0000	2,0106	16
9	-20,0000	55,0000	2,0106	16
10	-40,0000	55,0000	2,0106	16
11	20,0000	55,0000	2,0106	16
12	40,0000	55,0000	2,0106	16

Sezione di calcestruzzo :

Area= 6000,0000

Coordinate baricentro: x= 0,0000 y= 30,0000

$J_{xx} = 1800000,0000$

$J_{yy} = 5000000,0000$ **Sezione di c.a.**

Area= 6446,7340

Coordinate baricentro: $x = 0,0936$ $y = 29,4372$ $J_{xx} = 2077167,0000$ $J_{yy} = 5339236,0000$ **Combinazioni frequenti :**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,0000	0,0000	-2270000	0

Risultati delle verifiche**Combinazione frequente: Combinazione 1**asse neutro: da $x = -50,0000$ $y = 45,4764$ a $x = 50,0000$ $y = 45,4764$ parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 600641,7000$ $S_{n-n} =$ $11982,8700$ $b_{n-n} = 100,0000$ **Tensioni nei vertici della sezione :**

vertice	Tensione
1	0,00
2	-54,88
3	-54,88
4	0,00

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	2294,71
2	2294,71
3	2294,71
4	2294,71
5	2294,71
6	2294,71
7	2294,71
8	-539,76
9	-539,76
10	-539,76
11	-539,76
12	-539,76

Verifica a fessurazione

Armature efficaci: Area totale = 19,7292

 $A_{cls,eff} = 1750,0000$ $\rho_{eff} = 0,0113$

Tensione baricentrica = 2294,71

Copriferro = 4,2000

 $K_1 = 0,8000$ $K_2 = 0,5000$ $\varnothing_{equivalente} = 1,90$

Modulo elastico calcestruzzo = 325881,10

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 28,35$ Modulo elastico acciaio = 2050000,00 $K_t = 0,6$ Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0,000672$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 42,9761$ Ampiezza fessure $w_d = 0,0289$ (< 0,040000)**Tensioni massime nei materiali****Combinazioni frequenti :**

comb.	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s \max}$	$\sigma_{s \min}$
1	-54,88	0,00	2294,71	-539,76

5.5 CORDOLO DI ANCORAGGIO BARRIERA SICURVIA

Sul ponte di luce 8,00 verrà posta una barriera sicurvia con classe di contenimento H2 (bordo ponte); la stessa verrà ancorata ai cordoli laterali di 50 cm di larghezza e che sporgono, dalla soletta monolitica di impalcato, di 10 cm.

Si opera secondo quanto prescritto al punto 3.6.3.3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 “ Nuove norme tecniche per le costruzioni” che recita:

“ In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m”.

Taglio trasferito dal montante alla sommità cordolo : $T = 100 \text{ kN}$

Momento trasferito dal montante alla sommità cordolo: $M = 100 \times 0,70 = 70 \text{ kNm}$.

Verifica sezione d'impalcato soggetto a tensoflessione

Supponendo che gli sforzi trasferiti dal montante si distribuiscano a 45° fino alla sezione di verifica (distanza tra sommità cordolo e sezione di verifica in asse impalcato pari a 40 cm, dimensione piastra di base del montante 25x25 cm) si ottiene una base della sezione di verifica pari a :

$$b = 25 + 40 + 40 = 105 \text{ cm}$$

Il momento flettente in corrispondenza della sezione è pari a:

$$M = 70 + 100 \times 0,40 = 110 \text{ kNm}$$

Lo sforzo normale di trazione in corrispondenza della sezione è pari a:

$$M = 100 \text{ kN}$$

La sezione è armata con staffe Ø 12 ogni 20 cm (6 staffe sulla sezione di base di 105 cm). Si riporta di seguito la verifica della sezione a tensoflessione (trattandosi di una azione eccezionale i coefficienti parziali sui materiali cls e acciaio sono stati posti pari a 1,00).

Titolo : sezione impalcato soggetto a urto su barriera

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	105	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,79	5
2	6,79	55

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ 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} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{cl}

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

Tipo Sezione
☒ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

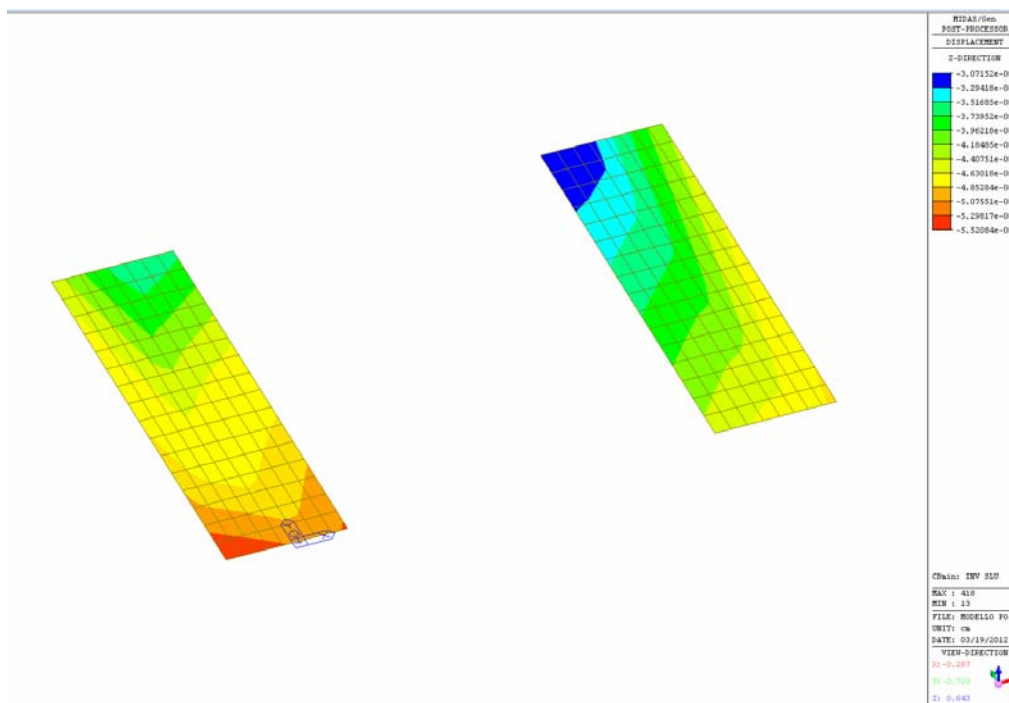
Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

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

5.6 MASSIME PRESSIONI SUL TERRENO

Gli abbassamenti della suola di fondazione, nell'involuppo delle combinazioni SLU sono riportati nel diagramma seguente (valori in cm).



I massimi abbassamenti sono dell'ordine di 0,5 cm (in una ridotta zona d'angolo della suola).

Poiché il valore del coefficiente di sottofondo del terreno (Winkler) utilizzato nella modellazione della struttura è di 5 kg/cm^3 , la massima pressione sul terreno (allo Stato Limite Ultimo) è pari a:

$$\sigma_t = 0,5 \times 5,0 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

6. PONTICELLO LUCE 4,00 M (ACCESSO A PROPRIETA' PRIVATE)

La struttura in progetto è in c.a. gettato in opera; ad esso viene affidato il compito di resistere alle sollecitazioni verticali dovute ai carichi permanenti e accidentali e alle forze orizzontali dovute alla spinta delle terre e all'azione sismica.

Il calcolo viene svolto con il metodo “semiprobabilistico agli stati limite”, le verifiche di resistenza vengono effettuate agli stati limite ultimi.

Per l'opera in esame si considera una **vita nominale pari a 50 anni** e una **classe d'uso II** da cui si ricava un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 50 anni. Si assume, in base alle risultanze della relazione geologica, che il terreno sia di categoria C.

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Si determinano nel seguito le azioni agenti sulle strutture.

6.1.1 Pesì specifici

- Calcestruzzo armato: $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/mc}$;
- Terreno: $\gamma = 19,00 \text{ kN/mc}$;
- Pavimentazione stradale: $\gamma = 22,00 \text{ kN/mc}$;

6.1.2 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

- Peso proprio del manufatto:
 $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso della pavimentazione stradale (10 cm):
 $0,10 \times 22,00 = 2,2 \text{ kN/mq}$

6.1.3 Carichi variabili da traffico

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m.

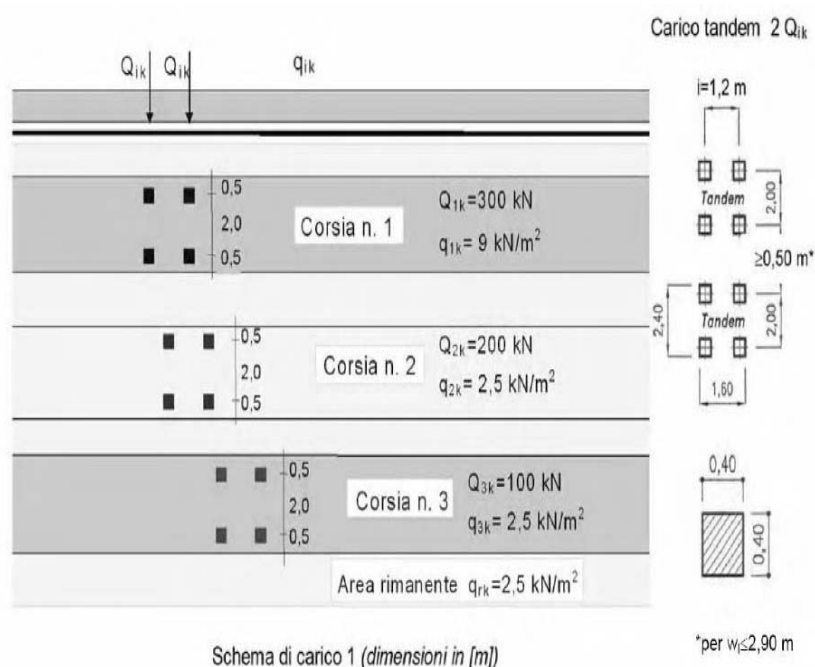
La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di **2a Categoria** si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, **sulla Corsia n.1 un carico asse $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ e un carico distribuito $q_{1k} = 7,2 \text{ kN/m}^2$.**

Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1a Categoria che si riportano di seguito.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Le azioni variabili da traffico comprensive degli eventuali effetti dinamici sono definite dal seguente Schema di Carico:



La larghezza del manufatto permette di posizionare una corsia convenzionale di carico secondo il seguente schema:

Larghezza di carreggiata “w” (m)	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale (m)	Larghezza della zona rimanente (m)
$W < 5,40$	$n = 1$	3,00	$w - 3,00$

Distribuendo i carichi tandem concentrati a 45° fino all’asse della sezione stessa, si ottiene una superficie di distribuzione dei carichi, per le quattro impronte dei carichi tandem, pari a $2,15 \times 2,95 = 6,34$ m². Per la corsia caricata si ottiene in questo modo il seguente carico distribuito:

1° corsia: $4 \times 120 / 6,34 = 37,85$ kN/mq + distribuito 7,20 kN/mq

6.1.4 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Nel nostro caso:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 480 + 0,10 \cdot 7,2 \cdot 3,0 \cdot 4,35 = 297,4 \text{ kN}$$

Tale forza viene distribuita sulla zona caricata: $297,4 / (5,0 \times 4,35) = 13,67 \text{ kN/mq}$

6.1.5 Spinta delle terre

Per la valutazione della spinta delle terre si sono assunti i seguenti parametri geotecnici del terreno, in accordo con le risultanze delle indagini geologiche:

$$\gamma_s = 19,00 \text{ kN/mc}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\text{coesione} = 0$$

Considerata la tipologia dell'opera in esame, si assume che la spinta del terreno avvenga in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo vale allora:

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,50$$

Spinta del sovraccarico permanente sui piedritti (distribuzione uniforme tra gli assi di soletta e fondazione):

$$0,10 \times 22,0 \times 0,50 + 0,175 \times 19,0 \times 0,50 = 2,76 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno sui piedritti (distribuzione triangolare tra gli assi di soletta e fondazione):

$$\text{piedritto alto: valore alla base: } 19 \times 1,925 \times 0,50 = 18,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{piedritto basso: valore alla base: } 19 \times 1,575 \times 0,50 = 14,96 \text{ kN/m}^2$$

Carico verticale su suola di fondazione di monte

$$\text{Piedritto alto: } 0,10 \times 22 + 1,85 \times 19 = 37,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Piedritto basso: } 0,10 \times 22 + 1,50 \times 19 = 30,70 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del sovraccarico accidentale sui piedritti (distribuzione uniforme tra gli assi di soletta e fondazione):

ai fini del calcolo dei piedritti, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti

equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Nel nostro caso la distribuzione a 30° porta a considerare fino all'asse della soletta superiore una superficie di 3,55 x 2,75 m

$$(480 / (3,55 \times 2,75)) \times 0,50 = 24,58 \text{ kN/m}^2$$

6.1.6 Effetti dell'azione sismica

L'azione sismica, per l'opera in esame, è in grado di produrre un incremento nella spinta orizzontale del terreno, la quale agisce sulle pareti laterali del manufatto. L'intensità di tale azione è uguale al prodotto della pressione verticale geostatica per il coefficiente di amplificazione sismica orizzontale K_h . L'azione sismica a cui si fa riferimento nelle verifiche è quella allo SLV.

Per l'opera in esame si considera una **vita nominale pari a 50 anni** e una **classe d'uso II** da cui si ricava un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 50 anni. Si assume, in base alle risultanze della relazione geologica, che il terreno sia di categoria C.

I parametri che definiscono l'azione sismica sono i seguenti:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,217 g
F_o	2,451
T_c	0,332 s
S_s	1,381
C_c	1,510
S_T	1,000
q	1,000

Determinazione del coefficiente di amplificazione sismica orizzontale:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,381 \cdot 1,00 \cdot 0,217 = 0,300 \text{ g}$$

$$\beta_m = 1,00$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} = 0,300 \text{ g}$$

L'incremento sismico della spinta del terreno è determinato facendo ricorso alla **teoria di Wood** (strutture rigide). La pressione che ne consegue è pari a:

Piedritto alto :

$$\Delta E = k_h \times \gamma \times H_t^2 = 0,300 \times 19 \times 1,925^2 = 21,12 \text{ kN/m}$$

$$\Delta E_{\text{uniforme}} = \Delta E / H_t = 21,12 / 1,925 = 10,97 \text{ kN/m}^2$$

Piedritto basso :

$$\Delta E = k_h \times \gamma \times H_t^2 = 0,300 \times 19 \times 1,575^2 = 14,14 \text{ kN/m}$$

$$\Delta E_{\text{uniforme}} = \Delta E / H_t = 14,14 / 1,575 = 8,98 \text{ kN/m}^2$$

6.1.6.1 Effetti inerziali

Alle masse strutturali viene applicata un'accelerazione inerziale pari a k_h . Le masse strutturali considerate sono quelle relative ai carichi permanenti strutturali e non strutturali.

Per le pareti di spessore 35 cm:

$$p_l = k_h \cdot \gamma_{cls} \cdot sp = 0,300 \cdot 25,00 \cdot 0,35 = 2,63 \text{ kN/m}^2$$

Per la soletta di spessore 35 cm e la sovrastruttura stradale:

$$p_l = k_h \cdot (\gamma_{cls} \cdot sp + \gamma_{sovr} \cdot sp) = 0,300 \cdot (25,00 \cdot 0,35 + 22,00 \cdot 0,10) = 3,29 \text{ kN/m}^2$$

6.1.7 Azione della temperatura

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, in base a quanto riportato al paragrafo 3.5.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, si possono assumere i seguenti valori:

$$T_{max} = 45^\circ\text{C}, \quad T_{min} = -15^\circ\text{C}.$$

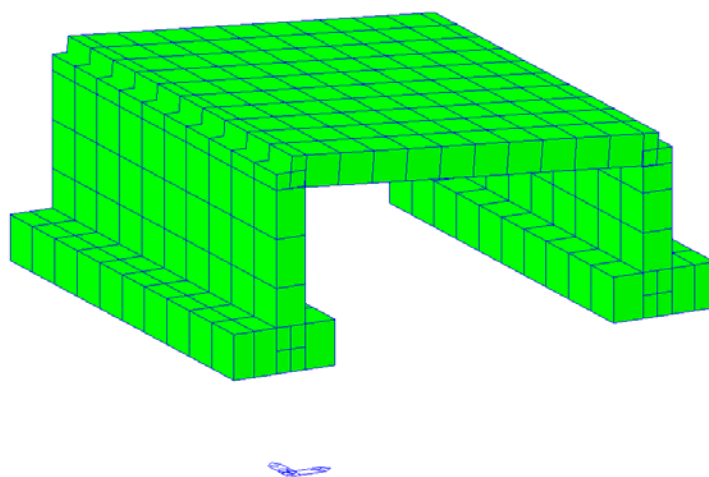
Considerando una temperatura iniziale $T_0 = 15^\circ\text{C}$, la variazione uniforme di temperatura vale $\pm 30^\circ\text{C}$.

6.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

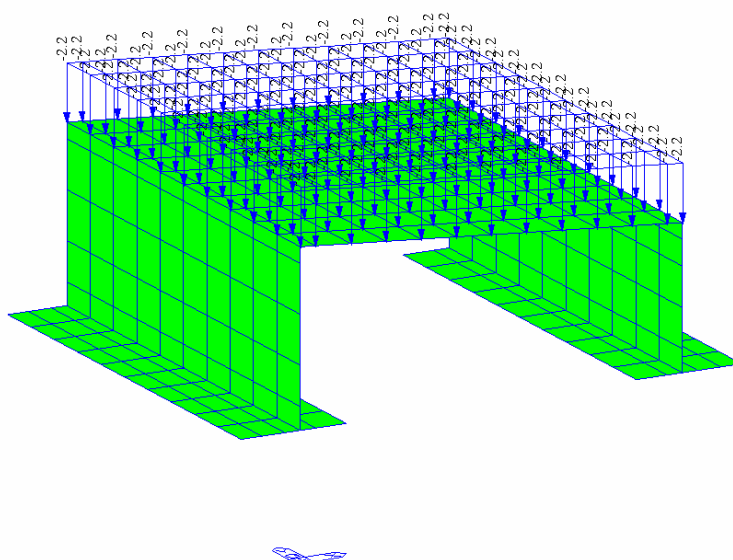
Le analisi e le verifiche sul manufatto in esame sono state effettuate su un modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti realizzati con il software *Midas Gen*.

Lo schema statico considerato è quello di struttura scatolare su suolo elastico alla Winkler, caricata con le azioni precedentemente esposte; gli elementi strutturali sono stati modellati con elementi di tipo *plate* assegnando ad essi il loro effettivo spessore. L'iterazione tra la struttura ed il terreno è stata modellata introducendo delle molle elastiche secondo la teoria di Winkler assumendo un valore del modulo di sottofondo $K_w = 5,0 \text{ kg/cm}^3$. Di seguito si riportano alcune immagini del modello geometrico di calcolo e alcuni schemi di carico.

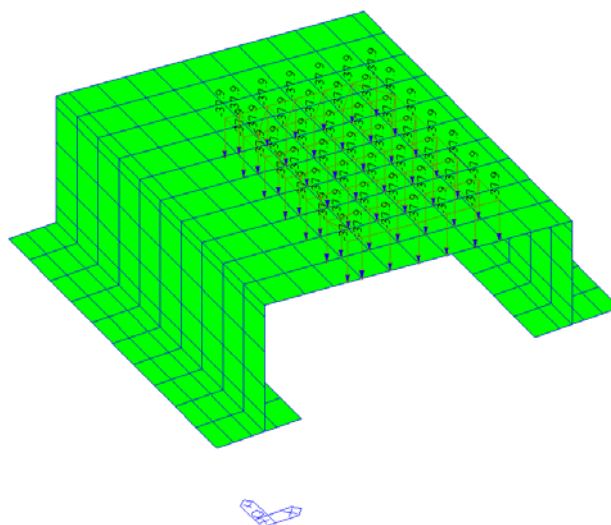
Modello geometrico:



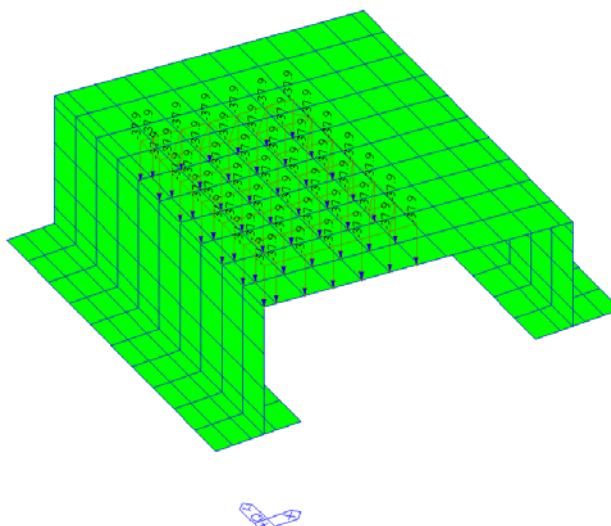
Carichi permanenti



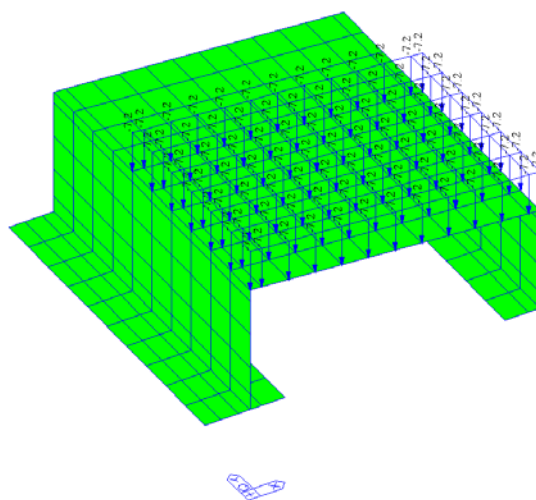
Carichi da traffico tandem corsia 1 al centro:



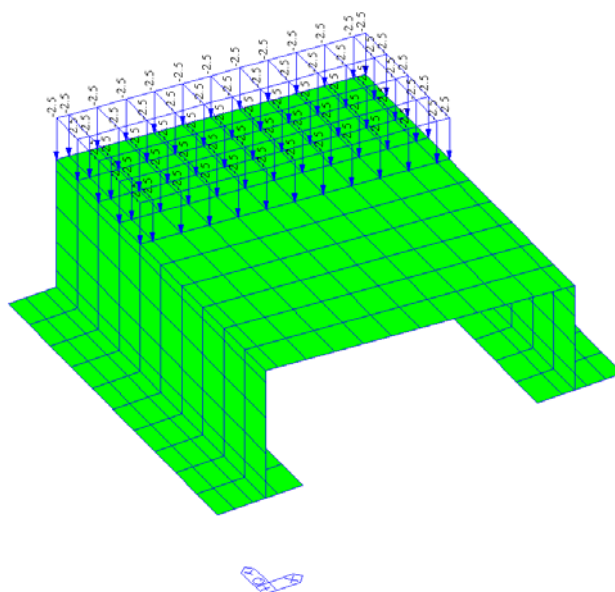
Carichi da traffico tandem corsia 1 all'estremità:



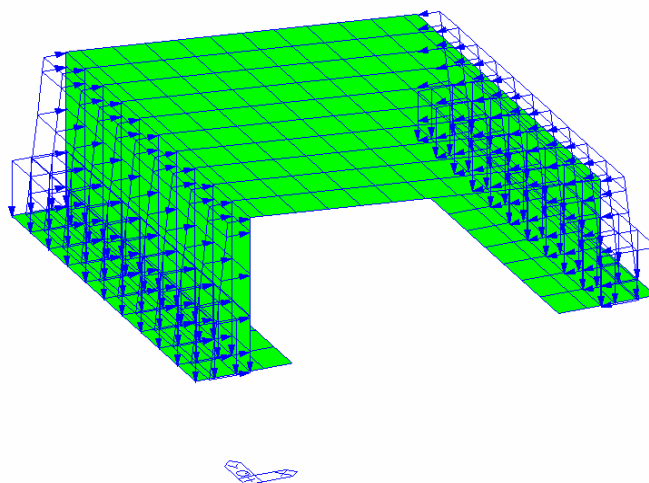
Carichi da traffico distribuiti corsia 1:



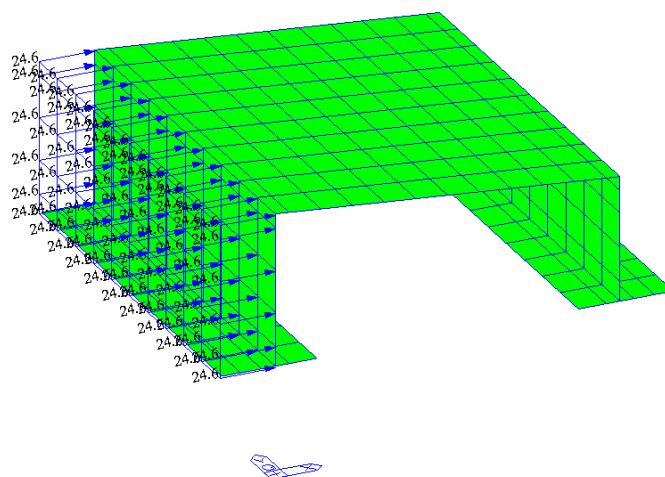
Carichi da traffico distribuiti corsia rimanente:

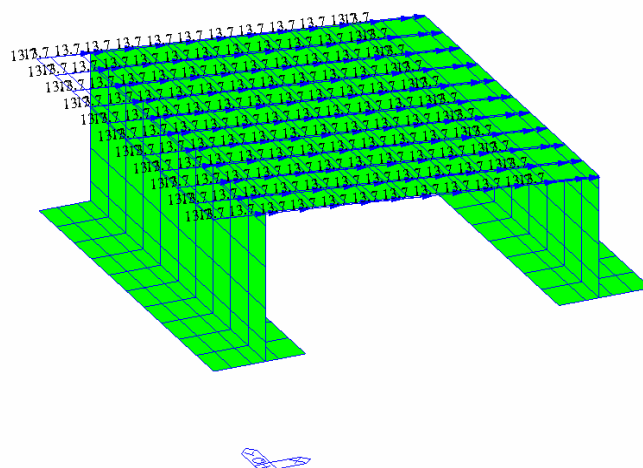
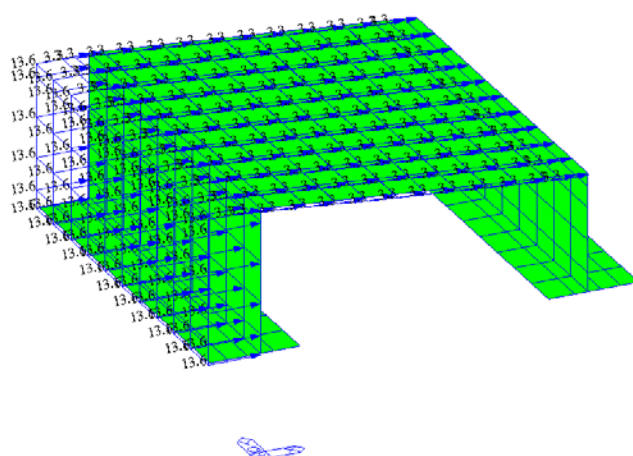


Spinte terre



Spinte terre da sovraccarico



Frenamento X+*Sisma X+*

6.3 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono definite le seguenti condizioni di carico elementari utilizzate all'interno del modello di calcolo:

No	Name	Type	Description
1	pp	Dead Load (D)	peso proprio
2	pavim	Dead Load (D)	pavimentazione
3	Q corsia 1 c	Live Load (L)	Q corsia 1 centro
4	Q corsia 1 e	Live Load (L)	Q corsia 1 estremo
5	q corsia 1	Live Load (L)	q corsia 1
6	q rimanente	Live Load (L)	q rimanente
7	frenam X+	Live Load (L)	frenamento X+
8	frenam X-	Live Load (L)	frenamento X-
9	sp.terr.	Earth Pressure (EP)	spinta terreno su piedritti
10	sovr.su terr.X	Live Load (L)	sovr. su terreno piedritto X=0
11	sovr.su terr.X	Live Load (L)	sovr. su terreno piedritto X=435
12	sisma X+	Earthquake (E)	sisma X+
13	temp +30	Temperature (T)	temperatura +30
14	temp -30	Temperature (T)	temperatura -30

La verifica viene condotta in accordo con il metodo degli stati limite. Ai fini delle verifiche si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione allo SLE rara:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione allo SLE frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione allo SLE quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico vengono combinate tra di loro considerando i coefficienti amplificativi della normativa riportati nelle successive tabelle.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni utilizzate nelle verifiche sono le seguenti:.

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	STR1	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.000) + Q corsia 1 centro(1.350) + q corsia 1(1.350) + q rimanente(1.350)		
2	STR2	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 centro(1.350) + q corsia 1(1.350) + q rimanente(1.350)		
3	STR3	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 centro(1.010) + q corsia 1(0.540) + q rimanente(0.540) + frenam X+(1.350) + sovr.su terr.X=0(1.010)		
4	STR4	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.010) + q corsia 1(0.540) + q rimanente(0.540) + frenam X-(1.350) + sovr.su terr.X=435(1.010)		
5	STR5	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.350) + q corsia 1(1.350) + q rimanente(1.350)		
6	STR6	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.350) + q corsia 1(1.350) + q rimanente(1.350) + temp +30(0.720)		
7	STR7	Active	Add	pp(1.350) + pavim(1.350) + sp.terr.(1.350) + Q corsia 1 estremo(1.350) + q corsia 1(1.350) + q rimanente(1.350) + temp -30(0.720)		

8 SLE R 1 Active Add
 $pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q \text{ corsia 1 centro}(1.000) + q \text{ corsia 1}(1.000) + q \text{ rimanente}(1.000) + temp +30(0.600)$

9 SLE R 2 Active Add
 $pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q \text{ corsia 1 centro}(1.000) + q \text{ corsia 1}(1.000) + q \text{ rimanente}(1.000) + temp -30(0.600)$

10 SLE F 1 Active Add
 $pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q \text{ corsia 1 centro}(0.750) + q \text{ corsia 1}(0.400) + q \text{ rimanente}(0.400) + temp +30(0.600)$

11 SLE F 2 Active Add
 $pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + Q \text{ corsia 1 centro}(0.750) + q \text{ corsia 1}(0.400) + q \text{ rimanente}(0.400) + temp -30(0.600)$

12 SLV Active Add
 $pp(1.000) + pavim(1.000) + sp.terr.(1.000) + sisma X+(1.000)$

13 INV SLU Active Envelope
 $STR1(1.000) + STR2(1.000) + STR3(1.000) + STR4(1.000) + STR5(1.000) + STR6(1.000) + STR7(1.000) + SLV(1.000)$

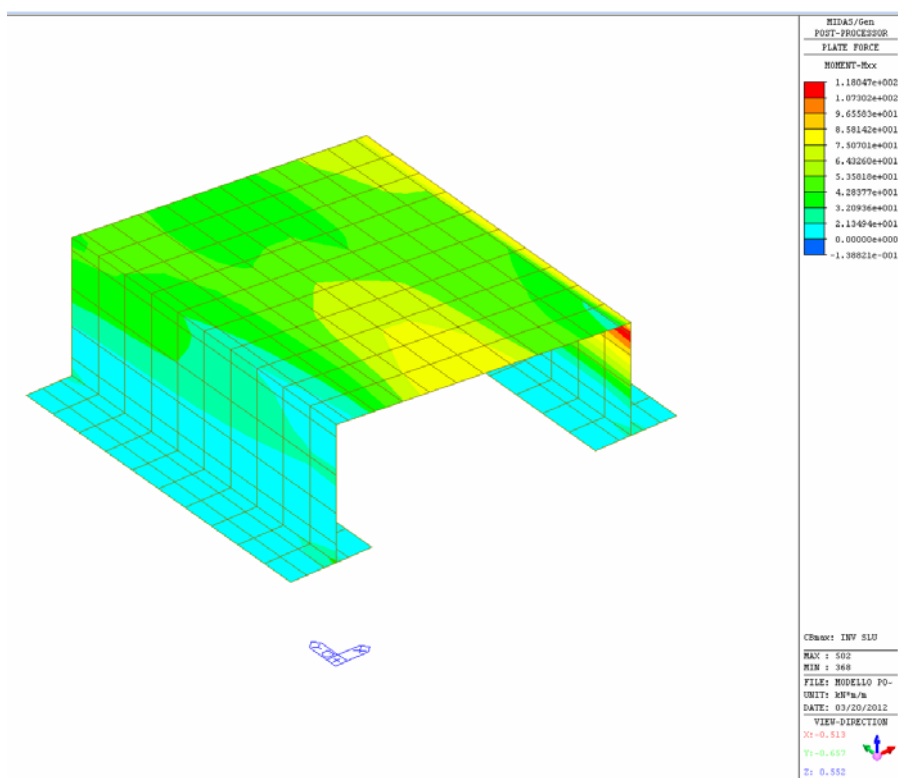
14 INV SLE R Active Envelope
 $SLE R 1(1.000) + SLE R 2(1.000)$

15 INV SLE F Active Envelope
 $SLE F 1(1.000) + SLE F 2(1.000)$

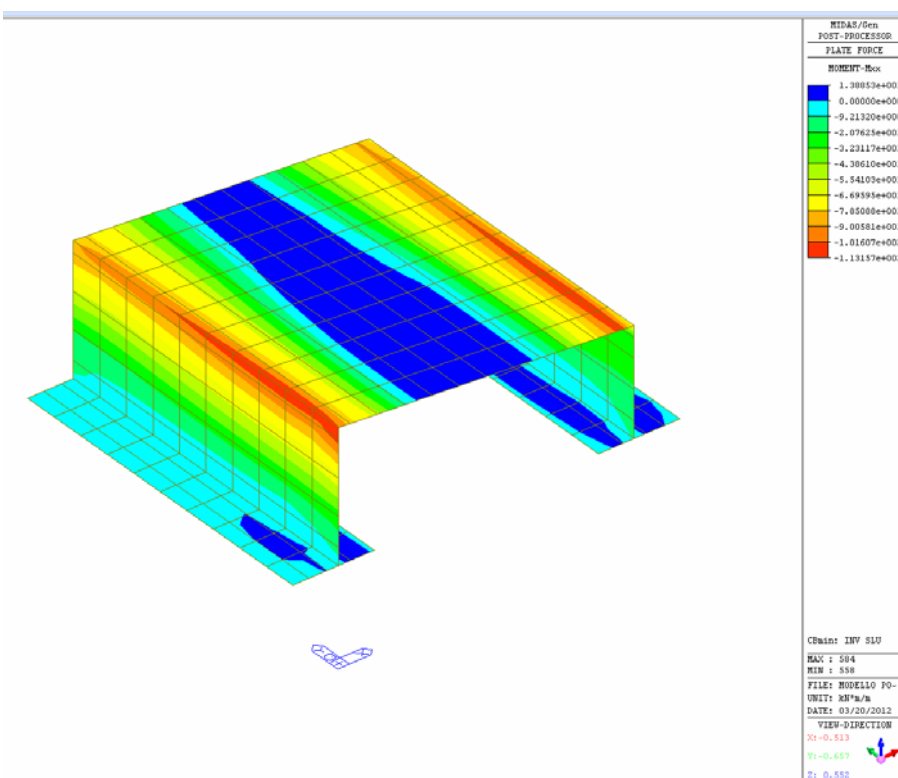
6.4 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICA DELLE SEZIONI

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi strutturale e la verifica delle sezioni in c.a.

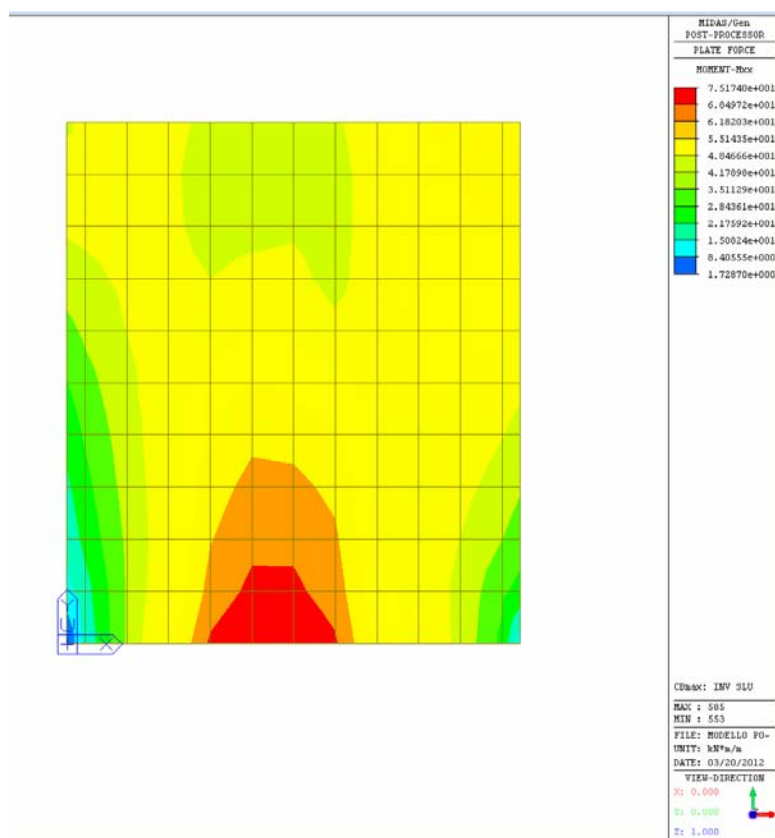
involuppo STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



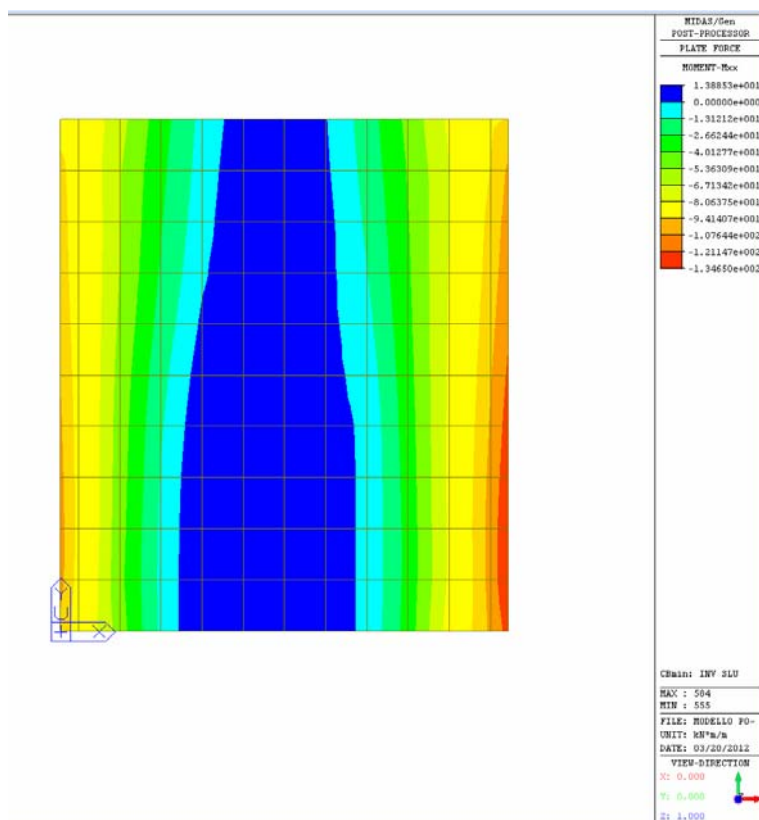
involuppo STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



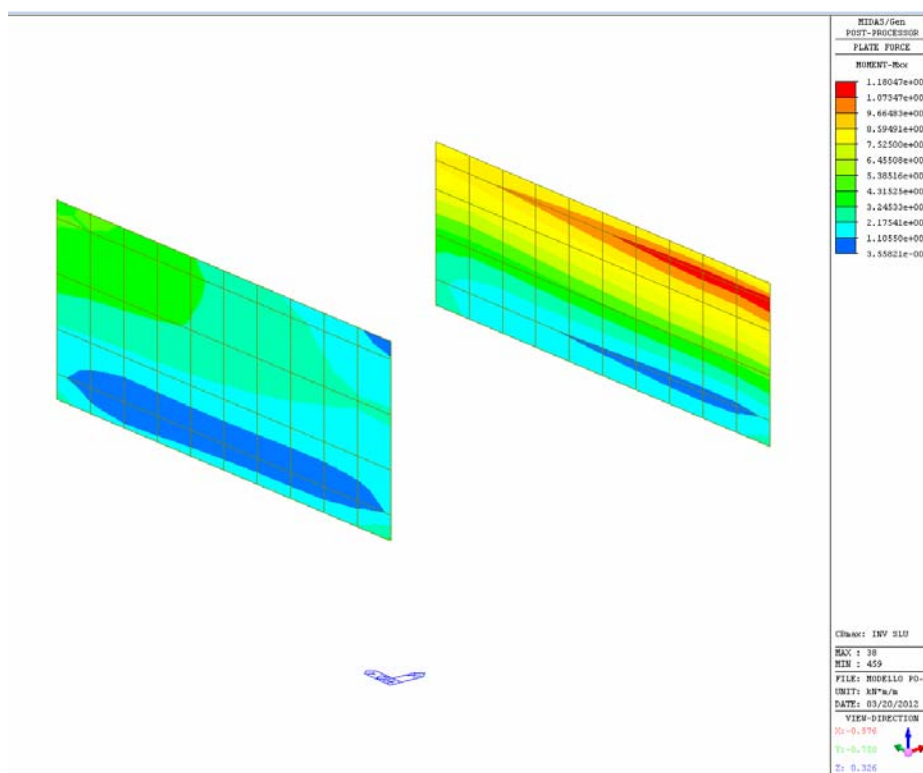
Soletta superiore inviluppo STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



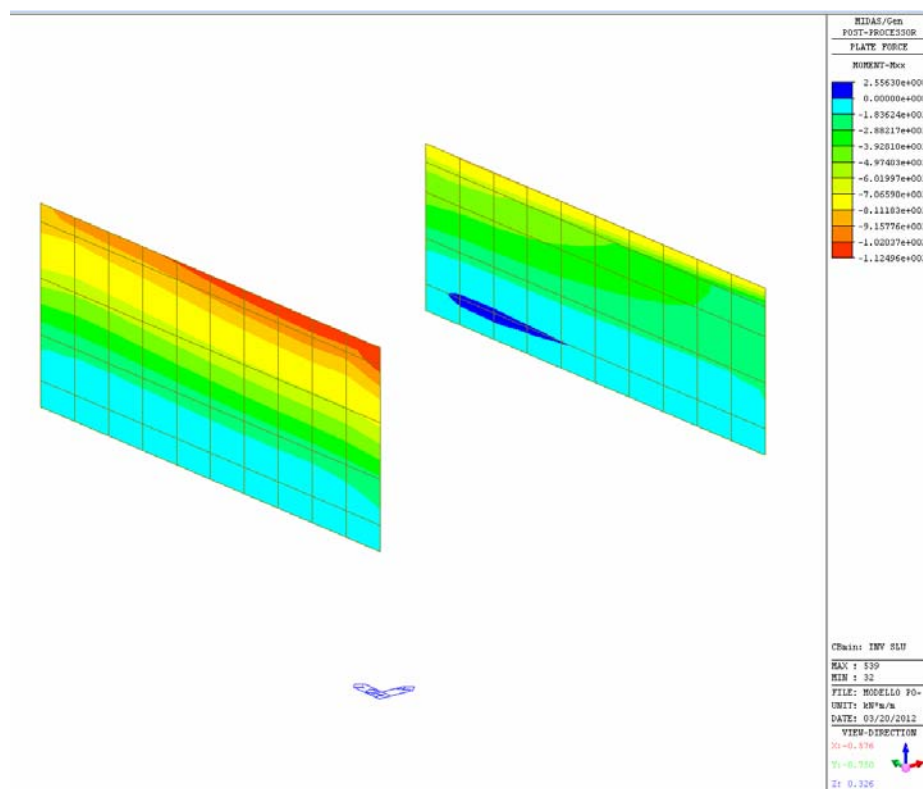
Soletta superiore inviluppo STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



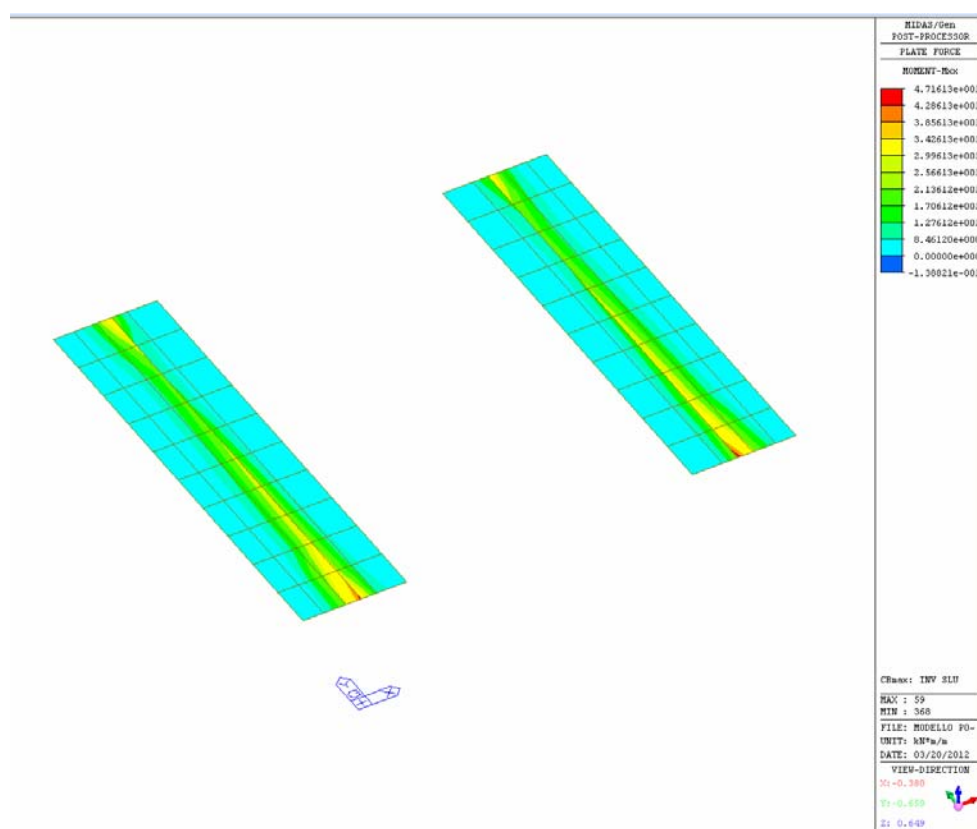
Pareti - inviluppo STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



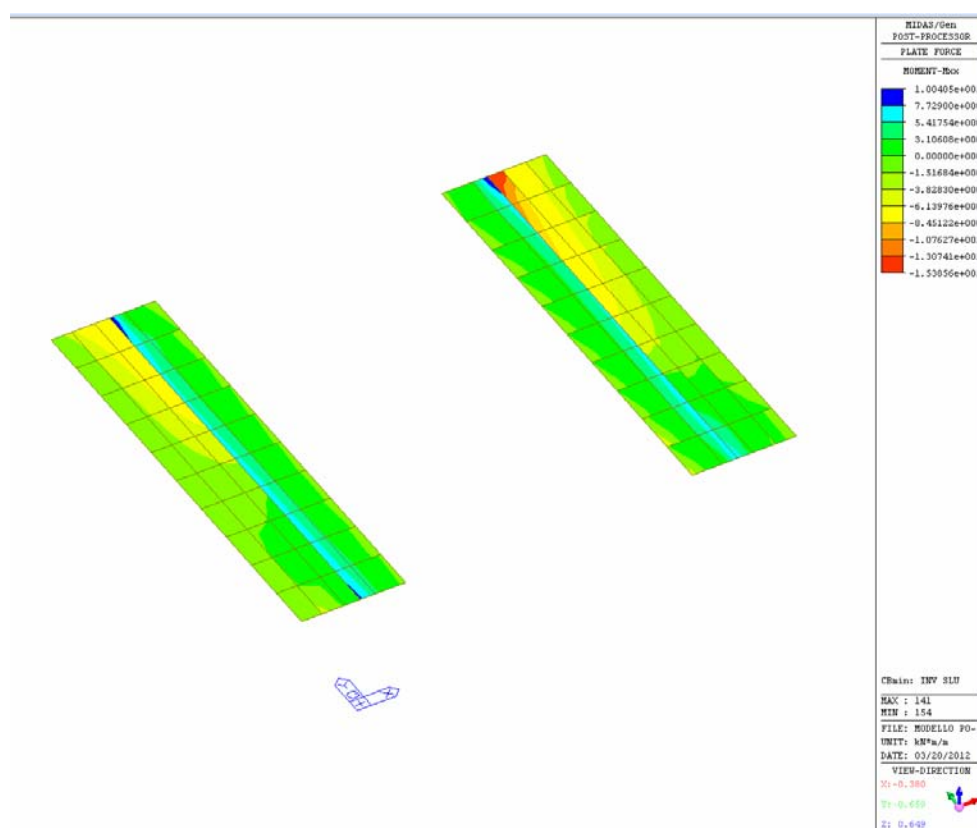
Pareti - inviluppo STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



Suole di fondazione - involucro STR - mxx (max) (valori in kNm/m)



Suole di fondazione - involucro STR - mxx (min) (valori in kNm/m)



6.4.1 Verifica della soletta superiore

Verifica al momento M_{xx} positivo (in campata)

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} positive massime sono:

$$M_{xx}^+ = 75 \text{ kNm/m}$$

Disponendo 1 ϕ 12/20 cm + 1 ϕ 12/40 cm inferiormente e 1 ϕ 12/20 cm superiormente si ottiene un momento resistente: $M_{xx,Rd} = 92,5 \text{ kNm/m}$

Titolo: soletta superiore campata

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	5,65	5
			2	8,48	30

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 75 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 92,48 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 360 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 25,79 ‰
 d 30 cm
 x 3,585 x/d 0,1195
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Verifica al momento M_{xx} negativo (all'incastro)

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} negative massime a filo interno parete sono:

$$M_{xx}^- = -113 \text{ kNm/m}$$

Disponendo 1 ϕ 12/20 cm + 1 ϕ 16/40 cm superiormente e 1 ϕ 12/20 cm inferiormente si ottiene un momento resistente: $M_{xx,Rd} = -114 \text{ kNm/m}$

Titolo: soletta superiore incastro

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	10.68	4.5
			2	5.65	30.5

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 25.54 ‰
d 30.5 cm
x 3.677 x/d 0.1205
 δ 0.7

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

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

6.4.2 Verifica dei piedritti

Verifica al momento M_{xx} negativo massimo (alla sommità parete)

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} negative massime alla sommità parete (filo inferiore soletta) sono:

$M_{xx} = -107$ kNm/m concomitanti con uno sforzo normale di circa $F_{xx} = 140$ kN/m

Disponendo 1 ϕ 12/20 cm + 1 ϕ 16/40 all'esterno e 1 ϕ 12/20 cm all'interno si ottiene un momento resistente:

$M_{xx,Rd} = -131$ kNm/m

Titolo: sommità piedritto

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	10.68	5
			2	5.65	30

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.07 ‰
d 30 cm
x 4.455 x/d 0.1485
 δ 0.7

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

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

6.4.3 Verifica della suola di fondazione

Verifica al momento M_{xx}

Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} massime sono:

$$M_{xx}^+ = 35 \text{ kNm/m}$$

Disponendo 1 ϕ 12/20 cm inferiormente e 1 ϕ 12/20 cm superiormente si ottiene un momento resistente: $M_{xx,Rd} = 96 \text{ kNm/m}$

Titolo: suola fondazione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	5,65	5,5
			2	5,65	44,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 35 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 360 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,8 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 96,32 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 360 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 45,88 ‰
d 44,5 cm
x 3,154 x/d 0,07088
 δ 0,7

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

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

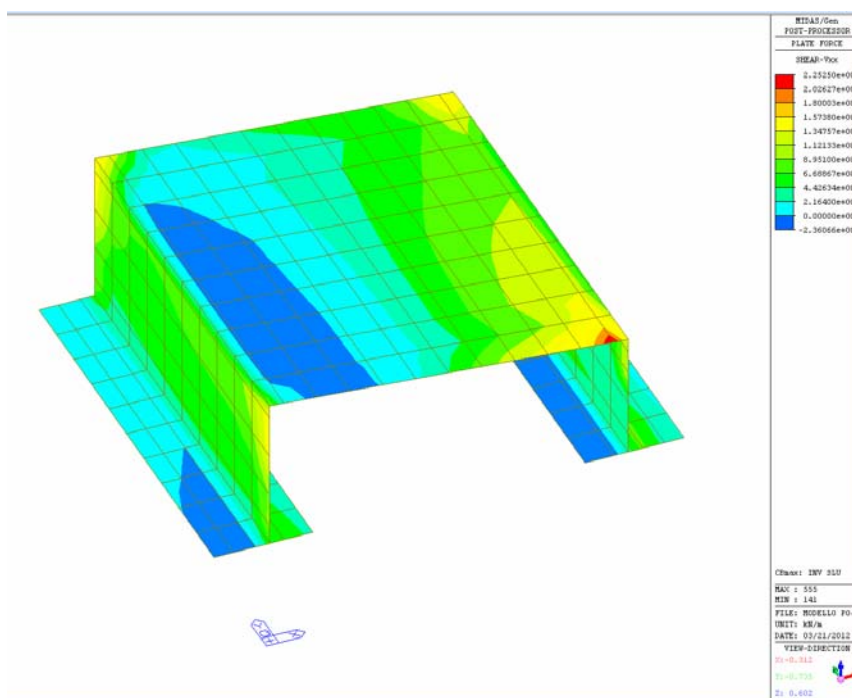
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

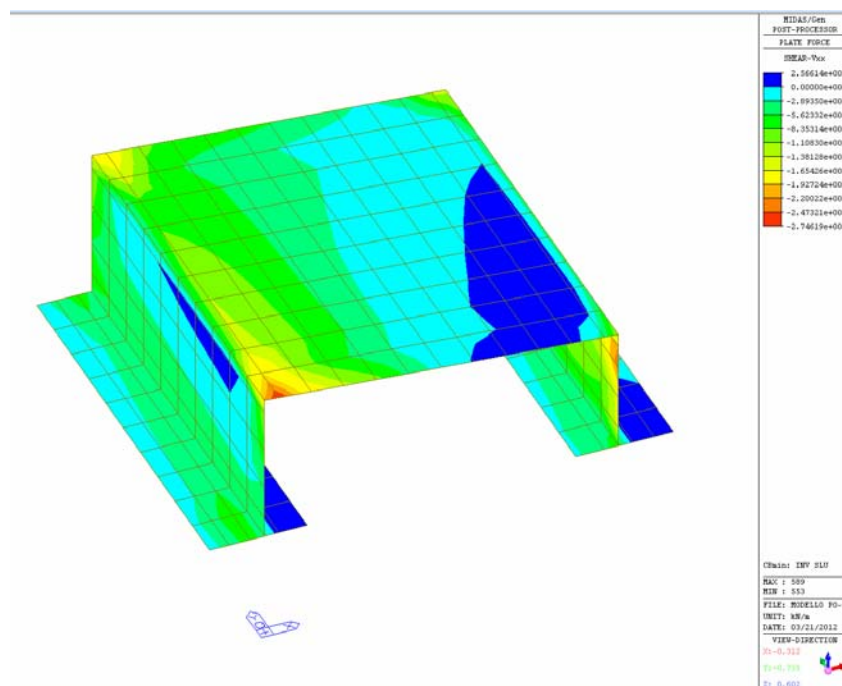
6.4.4 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene effettuata per la soletta superiore che risulta essere la più sollecitata. Si riporta di seguito la mappa a colori con i valori del taglio massimo nella combinazione involuppo allo SLU.

CB max



CB min



Il taglio massimo è pari a 150 kN/m.

Si arma a taglio la soletta disponendo alle estremità 1 ϕ 12/40 cm piegati a 45°.

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO secondo N.T.C. 2008 (paragrafo 4.1.2.1.3)										ver. CAT 16/02/2012	
soletta superiore											
Calcestruzzo:											
Classe										28/35	
Resistenza cubica caratteristica						R_{ck}				35	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica						$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$				29,1	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata						α_{cc}				0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c						γ_c				1,5	
Resistenza di calcolo a compressione						$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$				= 16,5	N/mm ²
Resistenza media a trazione						$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$				= 2,8	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione						$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$				= 2,0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione						$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$				= 1,3	N/mm ²
Acciaio:											
Snervamento caratteristico delle armature a taglio						f_{yk}				450	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s						γ_s				1,15	
Snervamento di calcolo delle armature a taglio						$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$				= 391	N/mm ²

Caratteristiche geometriche											
Altezza trave						h				350	mm
Larghezza minima della sezione						b_w				1000	mm
Copriferro (fino all'asse delle barre longitudinali)						c				50	mm
Altezza utile						$d = h - c$				= 300	mm
Braccio di leva						$z = 0,9 d$				= 270	mm
Area dell'armatura longitudinale	5	ϕ	12			A_{sl}				565	mm ²
Rapporto di armatura						$\rho = A_{sl} / (b_w d)$	< 0,02			= 0,0019	
Valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione						N_{Ed}				0	N
Tensione media di compressione nella sezione						$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$				= 0,0	N/mm ²
						$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$				= 1,82	
						$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ctd}^{1/2}$				= 0,5	

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio:											
Resistenza e taglio di calcolo											
Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio						$V_{Rd} = (0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$				= 115.262	N
						$\geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$				= 138.552	N
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente						V_{Ed}				150.000	N
Essendo $V_{Ed} > V_{Rd}$ è richiesta armatura a taglio											

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio:											
Determinazione dell'inclinazione											
$\sin^2 \theta = (A_{cw} \cdot f_{wd}) / [b_w \cdot s \cdot (\alpha_{cw} \cdot f_{cd})]$										0,024	
Inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave						θ				8,99	gradi
Valore di $\cot \theta$ calcolato						$\cot \theta$				6,32	
Valore di $\cot \theta$ assunto (compreso tra 1 e 2,5)										2,50	
corrispondente a una inclinazione dei puntoni di cls:										21,80	
Con riferimento all'armatura trasversale:											

Per elementi con armature a taglio inclinate:									
Diametro armature a taglio inclinate							12	mm	
Numero barre							2,5		
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio						A_{sw}	283	mm ²	
Passo misurato sull'asse longitudinale						s	350	mm	
Angolo tra armatura a taglio e asse longitudinale						α	45	gradi	
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" delle armature inclinate						$V_{Rsd} = 0,9 d (A_{sw} / s) f_{td} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$	= 211.230	N	
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale							211.230	N	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima:									
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima						$f_{cd} = 0,5 f_{cd}$	= 8,23	N/mm ²	
Coefficiente maggiorativo α_c pari a:						1	per membrature non compresse	1,00	
						$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$		
						1,25	per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$		
						$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$		
Angolo di inclinaz. dell'arm. trasversale rispetto all'asse della trave						α	45	gradi	
Resistenza di calcolo a "taglio compressione"						$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$	= 1.072.847	N	
Resistenza al taglio della trave;						$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	= 211.230	N	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente						V_{Ed}	150.000	N	
VERIFICA DI RESISTENZA:						$V_{RD} > V_{Ed}$	211.230 >	150.000	

6.4.5 VERIFICA A FESSURAZIONE (S.L.E.)

Si svolge la verifica a fessurazione (stato limite di esercizio) della soletta superiore in campata.

Nella verifica si considera lo stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore caratteristico di apertura della fessura è, al massimo, pari ad un valore prefissato.

Il valore nominale al quale ci si riferisce è:

$$w_3 = 0,3 \text{ mm}$$

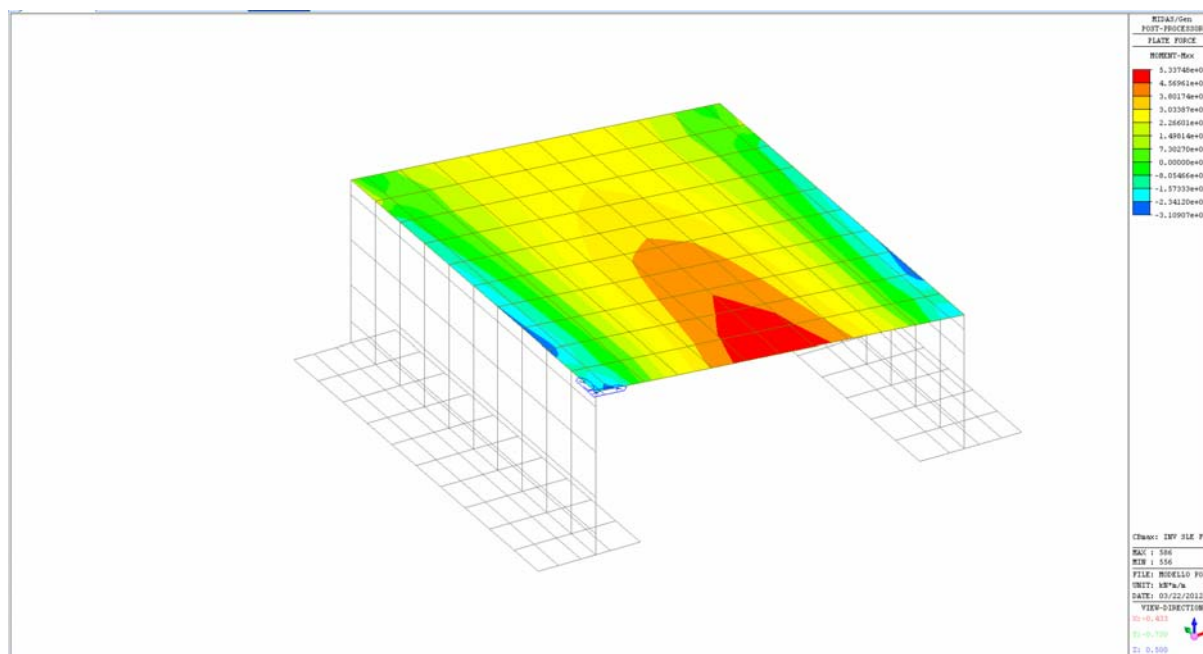
corrispondente a:

- condizioni ambientali: ordinarie
- combinazione di azioni: frequente
- armatura: poco sensibile

In accordo con la seguente tabella, tratta dalle NTC 2008.

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

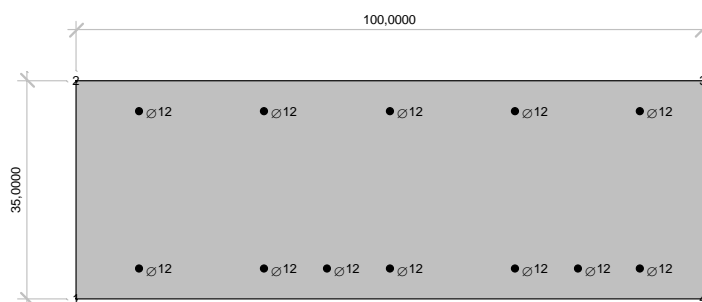
I momenti flettenti m_{xx} d'involuppo nelle combinazioni SLE (frequenti) sono riportati nel seguente diagramma:



Le caratteristiche di sollecitazione M_{xx} positive massime sono:

$$M_{xx}^+ = 53 \text{ kNm/m}$$

Nella sezione di altezza 35 cm sono disposti 1 ϕ 12/20 cm + 1 ϕ 12/40 cm inferiormente e 1 ϕ 12/20 cm superiormente; con tale armatura si ottiene la seguente verifica a fessurazione:



verifica fessurazione in campata

Dati generali

PRELIM ed. 8.2- 12/2010 procedura PREFLE 6.1 - SIGMAc Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: cm Forze: daN Angoli: rad

Dati dei materiali

Calcestruzzo: C28/35 $\sigma_{adm} = 174,30$

Acciaio: B450 $\sigma_{adm} = 3600,00$

Coefficiente di omogeneizzazione = 15,00

Sezione non reagente a trazione

Caratteristiche geometriche

Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,0000	0,0000
2	-50,0000	35,0000
3	50,0000	35,0000
4	50,0000	0,0000

Armature longitudinali :

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	0,0000	5,0000	1,1310	12
2	-20,0000	5,0000	1,1310	12
3	-40,0000	5,0000	1,1310	12
4	40,0000	5,0000	1,1310	12
5	20,0000	5,0000	1,1310	12
6	-10,0000	5,0000	1,1310	12
7	30,0000	5,0000	1,1310	12
8	0,0000	30,0000	1,1310	12
9	-20,0000	30,0000	1,1310	12
10	-40,0000	30,0000	1,1310	12
11	20,0000	30,0000	1,1310	12
12	40,0000	30,0000	1,1310	12

Sezione di calcestruzzo :

Area= 3500,0000

Coordinate baricentro: x= 0,0000 y= 17,5000

$J_{xx} = 357291,7000$
 $J_{yy} = 2916667,0000$

Sezione di c.a.

Area= 3703,5750

Coordinate baricentro: $x = 0,0916$ $y = 17,3855$

$J_{xx} = 389051,7000$
 $J_{yy} = 3069317,0000$

Combinazioni frequenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,0000	0,0000	-530000	0

Risultati delle verifiche**Combinazione frequente: Combinazione 1**

asse neutro: da $x = -50,0000$ $y = 27,8773$ a $x = 50,0000$ $y = 27,8773$
 parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 74578,8100$ $S_{n-n} =$
 $2716,7270$ $b_{n-n} = 100,0000$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	0,00
2	-50,62
3	-50,62
4	0,00

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	2438,69
2	2438,69
3	2438,69
4	2438,69
5	2438,69
6	2438,69
7	2438,69
8	-226,28
9	-226,28
10	-226,28
11	-226,28
12	-226,28

Verifica a fessurazione

Armature efficaci: Area totale = 7,9168

$A_{cls,eff} = 1140,0265$ $\rho_{eff} = 0,0069$

Tensione baricentrica = 2438,69

Copriferro = 4,4000

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

Modulo elastico calcestruzzo = 325881,10

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 28,35$

Modulo elastico acciaio = 2050000,00 $K_t = 0,6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = 0,000714$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 44,3361$

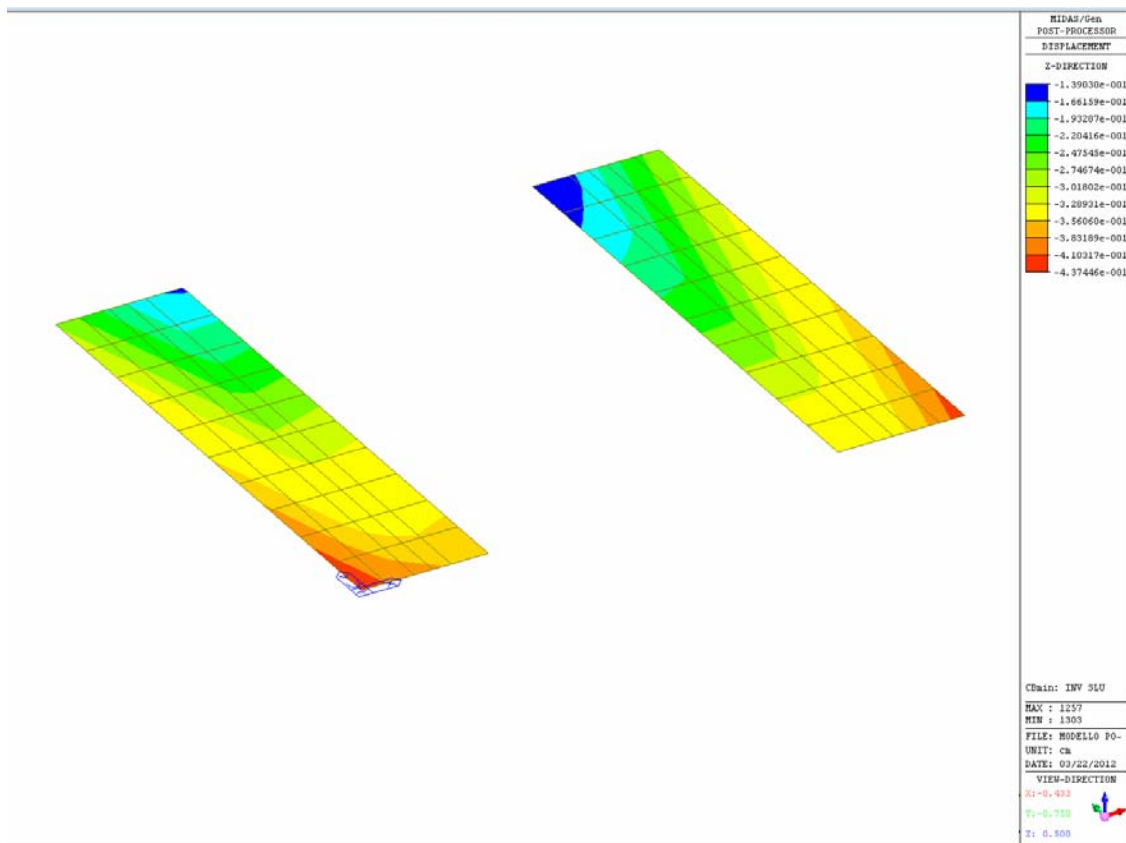
Ampiezza fessure $w_d = 0,0316$ (< 0,040000)

Tensioni massime nei materiali**Combinazioni frequenti :**

comb.	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s \max}$	$\sigma_{s \min}$
1	-50,62	0,00	2438,69	-226,28

6.5 MASSIME PRESSIONI SUL TERRENO

Gli abbassamenti della suola di fondazione, nell'involuppo delle combinazioni SLU sono riportati nel diagramma seguente (valori in cm).



I massimi abbassamenti sono dell'ordine di 0,43 cm (in una ridotta zona d'angolo della suola).

Poiché il valore del coefficiente di sottofondo del terreno (Winkler) utilizzato nella modellazione della struttura è di 5 kg/cm^3 , la massima pressione sul terreno (allo Stato Limite Ultimo) è pari a:

$$\sigma_t = 0,43 \times 5,0 = 2,15 \text{ kg/cm}^2$$

7. ALLEGATO - SCATOLARE PREFABBRICATO

RELAZIONE DESCRITTIVA

1. PREMESSA

La relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica di un tubo rettangolare prefabbricato in calcestruzzo armato, prodotto da Zafa S.p.a. di Remanzacco (UD) e adoperato nell'ambito dei lavori di sistemazione idraulica del fosso Tampognacco nel Comune di Fagagna (UD) località Villalta. La forma è quella di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne in centimetri:

Base	250
Altezza	200
Lunghezza	200
Spessore	18

La posa è prevista sotto strada di 1^a categoria e il manufatto è sottoposto all'azione di carichi mobili (mezzo convenzionale da 600 kN a due assi per ponti di 1^a categoria), con ricoprimento di terreno compreso tra 50 e 100 cm.

2. METODO COSTRUTTIVO E PROCEDIMENTO PER L'ESECUZIONE

Il manufatto viene prodotto con processo di fabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata.

Il ciclo consiste nel riempire di calcestruzzo la cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto con i relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto.

Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio, all'interno dello stabilimento.

Miscela di calcestruzzo (secondo UNI EN 206-1)

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio.

La quantità dei componenti l'impasto sono predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

inerti

inerti ben assortiti da 0 a 20 mm

acqua

potabile o priva di sali (solfuri o cloruri);

cemento

tipo: 42.5 R;

dosaggio: 300 kg/m³

$$a/c \leq 0.5;$$

- classe di resistenza a compressione C40/50;
- classe di consistenza S1.

classi di esposizione

- X0,XC1,XC2,XC3,XC4,XD1,XS1,XF1,XF2,XA1

Acciaio

Rete elettrosaldata e barre sagomate in acciaio trafilato del tipo B450C.

Le reti elettrosaldate e le barre sagomate sono controllate in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

- resistenza a rottura $\Rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza a snervamento $\Rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$;
- allungamento $\Rightarrow (A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
- copriferro $= 3 \text{ cm.}$

Tipologia giunto \Rightarrow Giunto a mezzo spessore.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Valori caratteristici della resistenza:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 0.83 \cdot R_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2 && \text{: resistenza cilindrica a compressione del cls} \\ f_{yk} &= 450 \text{ N/mm}^2 && \text{: tensione di snervamento dell'acciaio} \end{aligned}$$

Coefficienti di sicurezza parziali:

$$\text{acciaio: } \gamma_s = 1.15;$$

calcestruzzo: $\gamma_c = 1.4$ (come da D.M. 14.01.08 - 4.1.2.1.1.1 ultimo capoverso, per produzioni continuative di elementi soggetti a controllo continuativo del calcestruzzo, con coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 10%).

Limitazioni sulle tensioni per gli Stati Limite d'Esercizio:

tensioni di compressione nel cls:

- combinazione di carico rara: $0.60 \cdot f_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$;
- combinazione di carico quasi permanente: $0.45 \cdot f_{ck} = 18.68 \text{ N/mm}^2$;

tensioni di trazione nell'acciaio:

$$\text{armature ordinarie: } 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2.$$

Condizioni ambientali

I limiti di apertura delle fessure sono indicati in Tabella 1 (D.M. 14.01.08 – 4.1.2.2.4.5. – Tabelle 4.1.IV):

Condizione Ambientale	Combinazione di azioni	Armatura poco sensibile w_k
Aggressivo	frequente	$\leq w_2 = 0.3$ mm
	quasi permanente	$\leq w_1 = 0.2$ mm

Tabella 1 – Valori limite di fessurazione

I valori di fessurazione risultanti dall'analisi con SISMICAD (vedi ALLEGATO) consentono di classificare il manufatto come idoneo all'uso in ambienti aggressivi.

4. NATURA DEL TERRENO

Dai dati desunti dalla relazione geotecnica redatta dal dott. Geol. Gianluigi Ziraldo si individua, nelle profondità interessate dall'installazione dei manufatti, la presenza di una coltre detritica di origine eluvio-colluviale di spessore fino a -3.00 m. Ai fini della relazione di calcolo si assumono i seguenti valori geotecnici:

- angolo di attrito interno $\Rightarrow \phi = 30^\circ$;
- peso specifico $\Rightarrow \gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

Ai fini della verifica sismica si è considerato un suolo di tipo C.

La profondità della falda nella zona in oggetto è tal da non interferire con le opere da realizzare.

5. POSA IN OPERA

La normativa UNI-EN 14484 ai punti C.3, C.4 e C.5 fornisce raccomandazioni in merito all'installazione degli scatolari che vengono schematizzate in Tabella 2.

ACCORGIMENTI PER UNA CORRETTA INSTALLAZIONE	
MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO	\Rightarrow Utilizzare mezzi idonei tali da garantire stabilità a movimentazione e ribaltamento tenute presenti eventuali azioni esterne meccaniche e/o agenti atmosferici.
SPESSORE DEL LETTO DI POSA	\Rightarrow Almeno 150-200 mm per fondazione granulare. \Rightarrow Almeno 70-100 mm per fondazione di CLS magro. \Rightarrow Quando è utilizzata una fondazione di calcestruzzo, dovrebbe essere interposto uno strato di materiale fine, per consentire il livellamento ed evitare il contatto diretto tra le superfici di calcestruzzo. La pendenza specificata e l'allineamento dovrebbero essere realizzati in corrispondenza del letto di posa.

POSA	⇒ Posare la condotta dalla fine della pendenza. ⇒ Ispezionare elementi per verificarne pulizia ed integrità. ⇒ Calare l'elemento scatolare delicatamente sulla base preparata allineando il maschio con la femmina dell'elemento già posato. ⇒ Eliminare accumuli di acqua nello scavo.
FORMAZIONE LIVELLETTE	⇒ Utilizzare apparecchiatura di alta precisione
GIUNZIONE TRA ELEMENTI	⇒ Utilizzare apparecchiatura idraulica o manuale tipo TIR-FOR
RINTERRO	⇒ Iniziare rinterro il più presto possibile dopo la posa dello scatolare. ⇒ Preferibile realizzare il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare in strati da 200 mm di materiale granulare. ⇒ Non usare materiali congelati od organici per il rinterro.

Tabella 2 – Accorgimenti per una corretta installazione

Per quanto non riportato in tabella si consulti la scheda tecnica del manufatto.

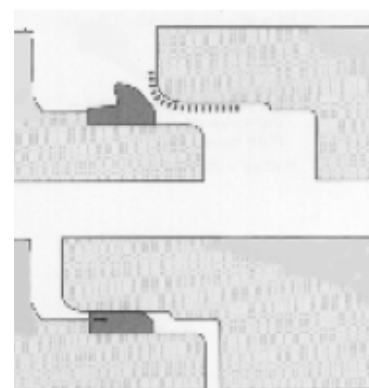
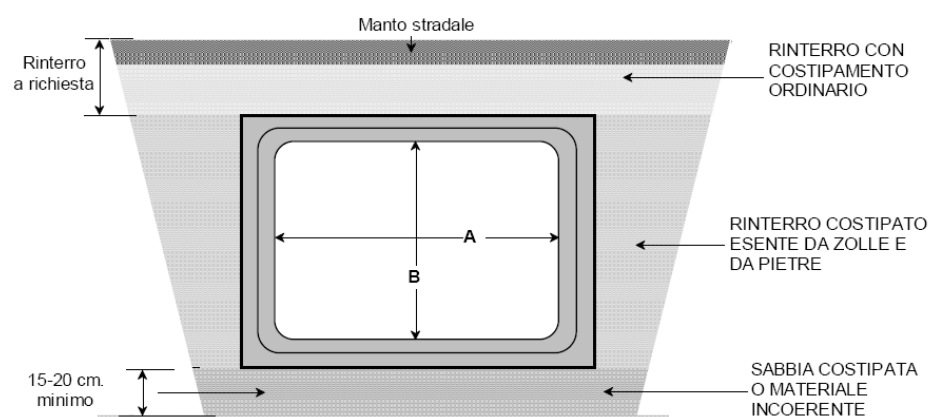


Figura 1 - Modalità di posa dello scatolare e montaggio della guarnizione

6. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

I carichi applicati sono quelli desunti dalla normativa vigente combinati nel modo più sfavorevole. Le verifiche di resistenza sono state eseguite nelle sezioni maggiormente sollecitate, tenuto conto del D.M. 14/01/2008 secondo il criterio degli Stati Limite.

RELAZIONE DI CALCOLO

1. NORMATIVA

Per l'analisi statica e la procedura di verifica si è fatto specifico riferimento alla normativa italiana vigente ed in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute in:

D.M. 14/01/2008	Norme tecniche per le costruzioni (TESTO UNICO).
CIRCOLARE n. 617 del 02/02/2009	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14/01/2008".
UNI EN 14844	Prodotti prefabbricati di calcestruzzo (ELEMENTI SCATOLARI)
UNI EN 206-1:2006	Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
UNI EN 13669	Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.

2. ANALISI STATICA E VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 10.2 NTC DEL D.M. 14.01.2008)

Schema di calcolo e modellazione della struttura scatolare

La struttura è stata schematizzata con un modello tridimensionale, utilizzando elementi *shell* per le solette di fondazione e copertura e per le pareti del tubo; il suolo, non reagente a trazione, è equiparato ad un letto di molle con costante elastica di *Winkler* pari a 5 daN/cm³ data la presenza del magrone di sottofondazione. Per poter modellare la non linearità del terreno (annullamento delle reazioni di *Winkler* per spostamenti della fondazione e delle pareti che comportino il distacco tra terreno e struttura) la dimensione massima ottimale della *mesh* è inferiore allo spessore del manufatto.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli elementi finiti. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale. Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$K \cdot u = F$$

essendo:

K = matrice di rigidezza della struttura;

u = vettore spostamenti nodali;

F = vettore forze nodali.

Ottenuti gli spostamenti sono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

Semiprogetto e verifica delle sezioni

Le verifiche agli SLU a flessione e presso-tenso flessione sono effettuate sulla base del legame costitutivo parabola-rettangolo del calcestruzzo ed elastico-perfettamente plastico con deformazione ultima pari a quella massima di progetto ε_{ud} . La verifica a taglio prevede un primo controllo della resistenza in assenza di armature a taglio effettuato con la formula (4.1.14) di cui al § 4.1.2.1.3.1 del D.M. 14/01/2008; se tale controllo non dà esito positivo l'intero taglio è fatto assorbire da barre piegate a 45°.

Le verifiche delle sollecitazioni relative agli SLE vengono effettuate utilizzando i diagrammi lineari per calcestruzzo ed acciaio con coefficiente di omogeneizzazione paria 15. La verifica dell'ampiezza media delle fessure utilizza la procedura indicata nel § 4.1.2.2.4.6 del D.M. 14/01/2008.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Il codice di calcolo SISMICAD impiegato dal programma è stato interamente sviluppato dalla Concrete S.r.l. di Padova anche sulla base di algoritmi di comprovata affidabilità riportati in letteratura internazionale. La documentazione allegata al programma contiene una dettagliata esposizione delle basi teoriche dei suddetti algoritmi oltre a casi di prova e di validazione risolti e commentati.

SISMICAD è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore ad elementi finiti; un post-processore che, a soluzione avvenuta, elabora i risultati eseguendo le verifiche delle membrature e producendo i tabulati di input e output (contenuti in ALLEGATO). I tabulati comprendono le combinazioni di carico e le verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi.

Affidabilità del codice utilizzato

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Versione e licenza d'uso del codice

Versione del programma utilizzata per il presente calcolo: 11.12

Estremi della licenza d'uso: SW-4692618

3. ANALISI DEI CARICHI

PESO PROPRIO

Il peso di ciascuna asta del telaio viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione e del materiale utilizzato:

$$w = \gamma_c \cdot s \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 25 \cdot 0.18 \cdot 1 = 4.50 \text{ kN/m.}$$

essendo s lo spessore della sezione considerata in metri.

PESO DEL RINTERRO

Sulla soletta superiore del manufatto agisce il peso del terreno sovrastante:

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,50} = 19 \cdot 0.5 = 9.5 \text{ kN/m} \rightarrow \text{per } H = 50 \text{ cm}$$

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,100} = 19 \cdot 0.5 = 19 \text{ kN/m} \rightarrow \text{per } H = 100 \text{ cm}$$

SPINTA DEL TERRENO

Sulle pareti laterali del manufatto, la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità y secondo la formula:

$$s_{t,o,y} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot y \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 19 \cdot 0.5 = 9.5 \cdot y \text{ kN/m}$$

essendo:

$$K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.5 \text{ coefficiente di spinta a riposo.}$$

SOVRACCARICO MOBILE

Per le azioni variabili da traffico si è assunto lo schema di carico 1 (verifiche globali) applicato con asse della condotta ortogonale o parallelo all'asse della strada, relativo a un mezzo convenzionale a due assi da 600 kN.

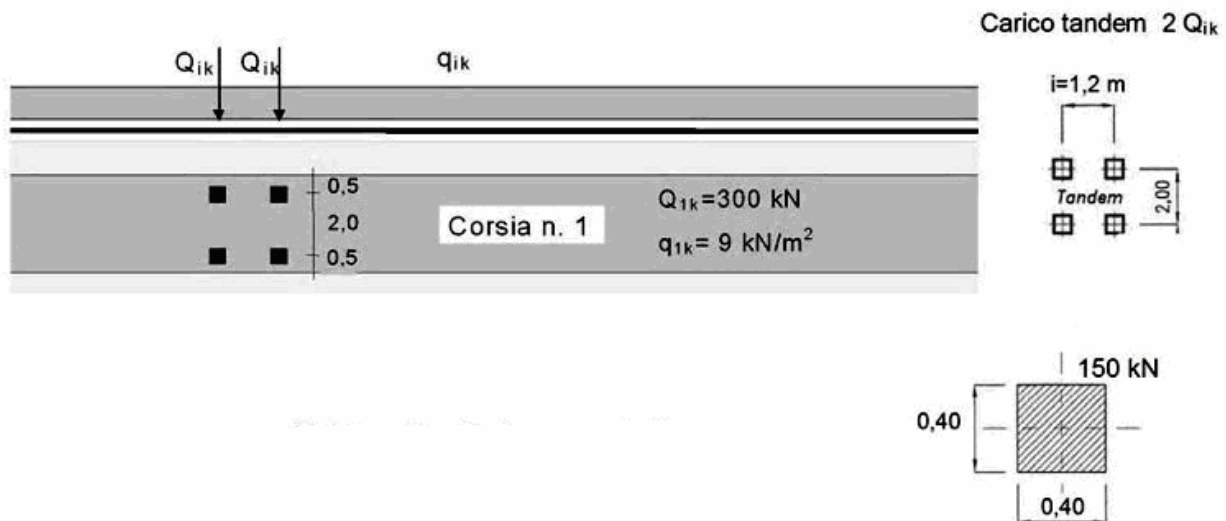


Figura 2 – Schema di carico 1 come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.4.3 (dimensioni in metri)

Ciascun elemento prefabbricato si può considerare staticamente indipendente rispetto agli elementi adiacenti. L'impronta di carico da 150 kN si diffonde nel terreno con un angolo di 45° rispetto all'asse verticale, e si distribuisce fino alla linea media della soletta di copertura su aree di diversa estensione in funzione della profondità considerata nonché dello spessore del manufatto in oggetto.

Chiamato $Q_{s,v,h}$ il carico verticale alla profondità h indotto dalla singola impronta, si ha:

$$Q_{v,50} = 150 \text{ kN} / (1.58 \cdot 1.58) \cong 60 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{per } H = 50 \text{ cm}$$

Si considera tra tutte le possibili di carico mobile la condizione più gravosa, come indicato in figura 3, che prevede una sovrapposizione di due impronte di carico su un'area pari al 10% della soletta superiore e una singola impronta uniformemente diffusa su un'area di circa il 65%.

Il carico distribuito ponderato è pari a $Q = (60 \cdot 2) \cdot 0.1 + 60 \cdot 0.65 = 51 \text{ kN/m}^2$

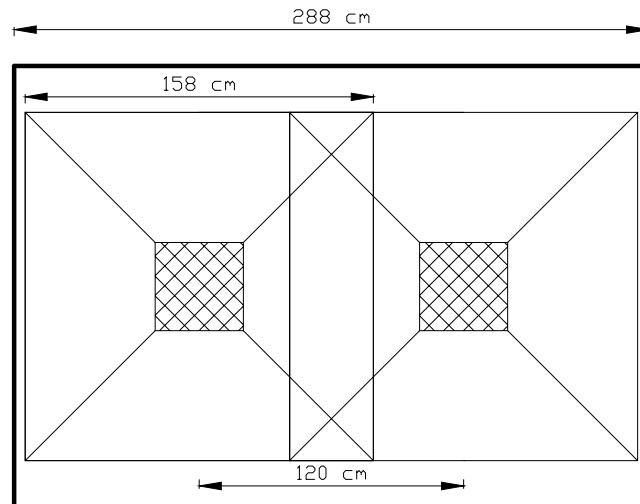


Figura 3 - Posizione di carico mobile considerata con rinterro minore

$$Q_{v,100} = 150 \text{ kN} / (2.58 \cdot 2.58) \cong 22 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{per } H = 100 \text{ cm}$$

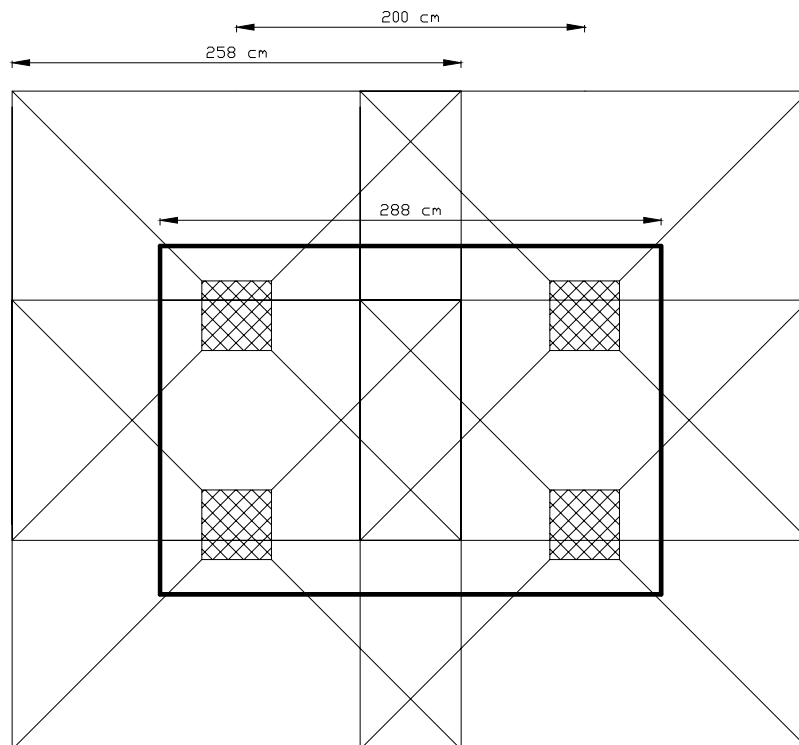


Figura 4 - Posizione di carico mobile considerata con rinterro maggiore

Si considera tra tutte le possibili di carico mobile la condizione più gravosa, come indicato in figura 4, che prevede una sovrapposizione di quattro impronte di carico su un'area pari al 13% della soletta superiore, due impronte sul 60% e una singola impronta uniformemente diffusa su un'area di circa il 27%.

Il carico distribuito ponderato è pari a $Q = (22 \cdot 4) \cdot 0.13 + (22 \cdot 2) \cdot 0.60 + 22 \cdot 0.27 \cong 44 \text{ kN/m}^2$

Si considera infine il contributo del carico uniformemente distribuito:

$$q_{i,k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

Le azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione sono trascurate. si assume quanto riportato nell'APPENDICE A.4 della norma armonizzata UNI EN 14844-2009 "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi scatolari" dove è riportato: "Si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari".

INCREMENTO DELLA SPINTA LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti laterali costante e dipendente dallo spessore del rinterro. La spinta viene calcolata ad una profondità media pari a metà altezza del tubo, e considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza:

- per $H = 50 \text{ cm}$ si considera la spinta agente sulla parete con differenti posizioni del sovraccarico mobile. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad $H^* = 168 \text{ cm}$:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} (\text{kN/m}) \Rightarrow s_{q,o,168} = 0.5 \cdot 10.6 \cong 5.3 \text{ kN/m}^2$$

dove:

$$q_{v,H^*} = 150 / (0.4 + 2 \cdot 1.68)^2 = 10.6 \text{ kN/m}^2;$$

- per $H = 100 \text{ cm}$ si considera la spinta agente sulla parete con differenti posizioni del sovraccarico mobile. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad $H^* = 218 \text{ cm}$:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} (\text{kN/m}) \Rightarrow s_{q,o,218} = 0.5 \cdot 13.2 \cong 6.6 \text{ kN/m}^2$$

dove:

$$q_{v,H^*} = 2 \cdot 150 / (0.4 + 2 \cdot 2.18)^2 = 13.2 \text{ kN/m}^2;$$

Si considera infine la spinta dovuta al carico uniformemente distribuito:

$$s_{q,i,k} = K_0 \cdot q_{i,k} (\text{kN/m}) = 0.5 \cdot 9 = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

PESO E SPINTA DELL'ACQUA INTERNA

In presenza di un battente interno d'acqua al livello dell'intradosso della soletta superiore si ha una spinta idrostatica costante gravante sulla soletta inferiore e una variabile sulle pareti laterali interne.

$$q_{H20,inf} = \gamma_{H20} \cdot h_{H20,int} = 10 \cdot 2.00 = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

la spinta orizzontale dell'acqua varia con l'altezza y secondo la relazione: $q_{H20, parete} = \gamma_{H20} \cdot h = 10 \cdot y$ (kN/m)

ANALISI SISMICA

Le azioni sismiche sono calcolate in accordo con il D.M. 14.01.08 - § 7.11.6.2.1 riguardante il progetto sismico di opere di sostegno dei terreni. Si considera il cuneo di terreno, ipotizzato in condizioni di "riposo", che insiste sull'altezza dello scatolare corretto in base ai coefficienti di amplificazione. Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sulle pareti (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale k_h . Il diagramma di tali pressioni è considerato uniforme e di intensità costante pari a:

$$q = k_h \cdot \gamma_t \cdot H$$

essendo:

- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_T \cdot S_S \cdot a_g}{g} = 0.4725$ il coefficiente sismico orizzontale;
- $a_g/g = 0.286$ relativamente alla combinazione SLV con riferimento ai valori di accelerazione al suolo riscontrabili nel Comune di Fagagna (UD) loc. Villalta ipotizzando una classe d'uso IV e una vita nominale pari a 50 anni;
- $S_S = 1.275$ effetto d'amplificazione stratigrafica (suolo di tipo C) riferito ai contesti geografici anzidetti;
- $S_T = 1$ effetto d'amplificazione topografica (D.M. 14.01.08 tab. 3.2.VI);
- $\beta_m = 1$ poiché il manufatto è una struttura scatolare interrata non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (D.M. 14.01.08 § 7.11.6.2.1);
- $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $H = 2.18 \text{ m}$ l'altezza utile dello scatolare.

Tali pressioni sono assunte agenti nella stessa direzione rispettivamente per sisma +X (SISMA SX) e -X (SISMA DX) per entrambe le pareti:

$$q = k_h \cdot \gamma_t \cdot h = 0.4725 \cdot 19 \cdot 2.18 \cong 19.6 \text{ kN/m}^2$$

COEFFICIENTI D'AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI

I coefficienti amplificativi utilizzano le combinazioni da ponti di 1^a categoria e sono riassunti in Tabella 3:

Stato limite di resistenza della struttura (Combinazioni A1 STR come da DM 14/01/2008 Tab 5.1.V)	
Permanenti strutturali	1.35
Permanenti non strutturali (Terreno)	1.50
Variabili da traffico	1.35
Variabili (Acqua interna)	1 (Favorevole)
Azioni Sismiche (DM 14/01/2008 3.2.4)	
Combinazione di carico	$F = G1+G2+E+ \Psi_2 Q$
Ψ_2	0.2

Stato Limite Pressione sul Terreno (Combinazioni GEO come da DM 14/01/2008 Tab 5.1.V)	
Permanenti strutturali (Terreno, Peso Proprio)	1.00
Variabili da traffico (Q, Distribuiti)	1.15
Variabili (Acqua interna)	1.3
Stati Limite di Esercizio (DM 14/01/2008 par. 2.5.3 con i coefficienti in Tab 5.1.VI)	

Tabella 3 – Coefficienti d’amplificazione dei carichi come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.3.12, Tab. 5.1.V

essendo:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

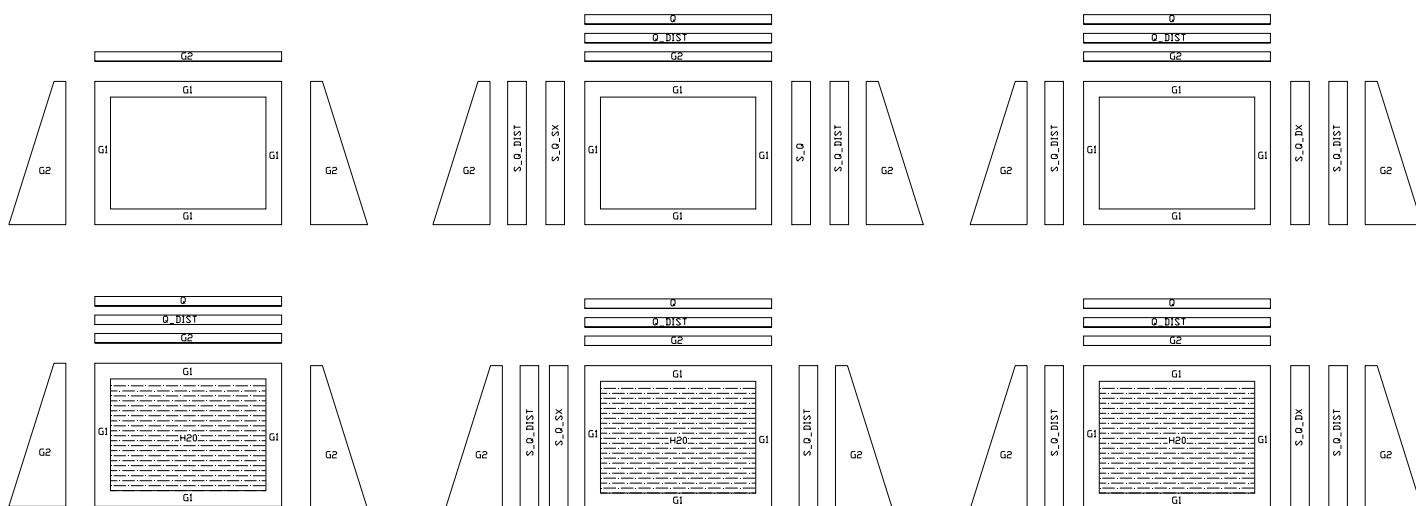
G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (terreno);

Q il carico accidentale dovuto al traffico.

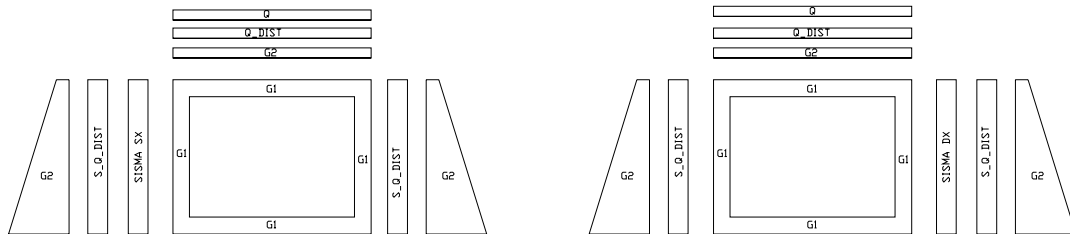
4. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si fornisce una rappresentazione delle combinazioni di carico a scopo qualitativo distinguendo in base al rinterro e alla presenza del battente d’acqua interno. Le frecce orizzontali indicate sulle impronte del carico mobile indicano la possibile presenza di diverse disposizioni di quest’ultimo come già evidenziato in Figura 3. Le condizioni elementari di carico indicate devono essere amplificate secondo i coefficienti previsti da normativa e riportati in Tabella 3.

COMBINAZIONI AGLI SLU PER CIASCUNA IPOTESI DI RINTERRO



COMBINAZIONI SISMICHE



LEGENDA

G1 = peso proprio;
 G2 = carichi permanenti non strutturali (terreno);
 Q_DIST = carico distribuito da traffico;
 Q = impronta di carico mobile;
 S_Q_DIST = spinta dovuta al carico distribuito da traffico;
 S_Q_SX = spinta in parete sinistra dovuta alle impronte del carico mobile;
 S_Q_DX = spinta in parete destra dovuta alle impronte del carico mobile;
 H2O = battente d'acqua interno;
 SISMA_SX = carico distribuito uniforme sulla parete sinistra dovuto all'azione sismica;
 SISMA_DX = carico distribuito uniforme sulla parete destra dovuto all'azione sismica.

5. VERIFICHE PER LA PROGETTAZIONE DI ELEMENTI SCATOLARI

In aggiunta alle verifiche presenti in ALLEGATO si riportano in seguito:

- A. La verifica a taglio delle solette;
- B. La verifica delle armature delle facce interne di parete;
- C. La verifica di deformazione della soletta superiore;
- D. La verifica a punzonamento;
- E. La verifica del terminale.

A) VERIFICA A TAGLIO DELLE SOLETTE

A1) Soletta superiore

Si considera uno schema semplificato di trave in doppio appoggio soggetta a un carico distribuito. Lo scatolare presenta una luce effettiva $l = 2.68$ m. Allo SLU si considerano i seguenti carichi distribuiti amplificati con i coefficienti indicati in Tabella 3 nella condizione più gravosa con ricoprimento maggiore:

$1.35 \cdot 4.50$	kN/m^3	→ peso proprio	= 6.1 kN/m
$1.35 \cdot (9 + 44)$	kN/m^2	→ carico distribuito da traffico	= 71.6 kN/m
$1.5 \cdot 19$	kN/m^3	→ peso ricoprimento 100 cm	= <u>28.5 kN/m</u>
TOT. \approx			106.2 kN/m.

Totale carichi distribuiti (considerando la lunghezza del manufatto) → $p = 106.2 \cdot 2 = 212.4$ kN/m.

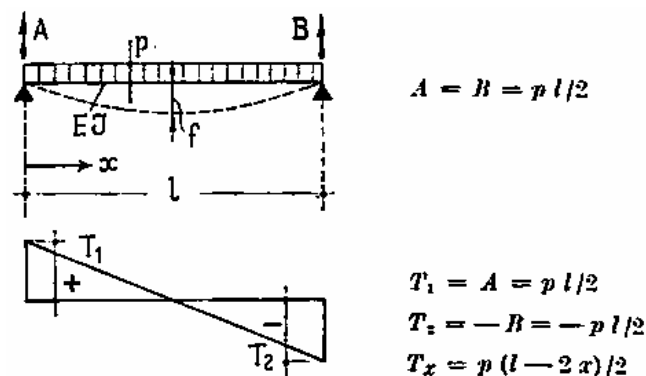


Figura 5 - Sollecitazioni taglianti per trave in doppio appoggio con carico distribuito sulla luce

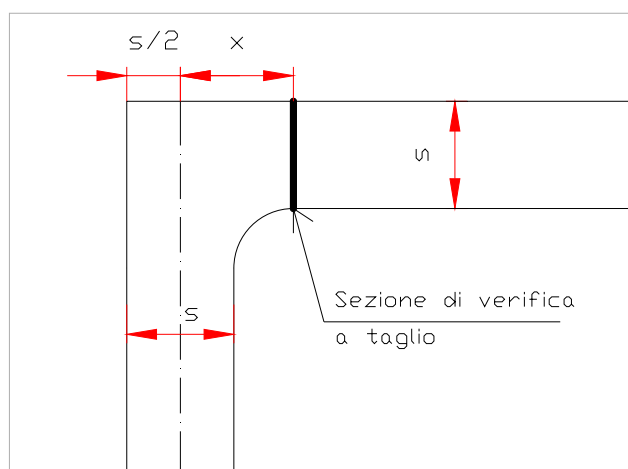


Figura 6 – Sezione di verifica a taglio

In aderenza allo schema riportato in Figura 6, si considera la sezione di verifica a $x = 0.19$ m dall'asse della parete sinistra, dove lo spessore dello scatolare è quello minimo nominale (Figura 5):

$$V_{Ed} = p \cdot (l/2 - x) = 244.3 \text{ kN};$$

essendo:

$P = 150$ kN l'entità dell'impronta da carico mobile;

$b_1 = 2.1$ m distanza tra B e l'asse della prima impronta di carico mobile;

$b_2 = 0.9$ m distanza tra B e l'asse della seconda impronta di carico mobile.

La resistenza al taglio dell'elemento sprovvisto di armatura specifica resistente al taglio, trascurando lo sforzo normale a vantaggio di sicurezza, secondo la formula del T.U. al punto 4.1.2.1.3.1, è data da:

$$V_{Rd} = 0.18 \cdot \left\{ \frac{k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

essendo:

$$\begin{aligned}
 v_{\min} &= 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.638 \text{ MPa} & - \text{ tensione resistente minima del cls;} \\
 k &= \min (1 + (200/d)^{1/2}, 2) = 2.00 & - \text{ termine legato all'effetto ingranamento;} \\
 f_{ck} &= 41.5 \text{ MPa} & - \text{ resistenza cilindrica caratteristica del cls;} \\
 d &= 150 \text{ mm} & - \text{ altezza utile della sezione;} \\
 \rho_l &= A_{sl}/(b_w d) = 0.0068 & - \text{ rapporto geometrico di armatura longitudinale;} \\
 A_{sl} &= 2055 \text{ mm}^2 & - \text{ area armatura longitudinale (10 } \phi 12 + 6 \phi 14); \\
 b_w &= 2000 \text{ mm} & - \text{ larghezza della sezione (striscia di calcolo considerata).}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = 235.4 \text{ kN} < V_{Ed} = 244.3 \text{ kN}$$

La sezione non è verificata senza armatura specifica.

Considerando ora il contributo dei ferri piegati a 45° e con riferimento all'armatura aggiuntiva, la resistenza di calcolo a "taglio" trazione si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta).$$

La resistenza al taglio della soletta è la minore delle due anzidette:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}).$$

Dove d , b_w e σ_{cp} hanno i valori sopra calcolati.

Inoltre si è posto:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 45^\circ & - \text{ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;} \\
 \theta &= 30^\circ & - \text{ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;} \\
 f'_{cd} &= 0.5 f_{cd} = 12.6 \text{ MPa} & - \text{ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;} \\
 f_{yd} &= 391.3 \text{ MPa} & - \text{ tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;} \\
 \alpha_c &= 1 & - \text{ coefficiente maggiorativo funzione del grado di compressione della membratura;} \\
 A_{sw} &= 924 \text{ mm}^2 & - \text{ area dell'armatura trasversale resistente a taglio (6 } \phi 14); \\
 s &= 300 \text{ mm} & - \text{ passo delle barre inclinate (distanza di riduzione del taglio).}
 \end{aligned}$$

Il valore minimo è quello di resistenza a "taglio trazione":

$$\Rightarrow V_{Rd} (= V_{Rsd}) = 361.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 244.3 \text{ kN}.$$

A2) Soletta inferiore

Si considera uno schema semplificato di trave su suolo elastico alla Winkler (coefficiente 3 daN/cm^3) soggetta a due carichi concentrati identici alle estremità amplificati con i coefficienti previsti per normativa da ponte (come da D.M. 14/01/2008). Si trascura, a vantaggio di sicurezza, il momento di trasporto dalle pareti.

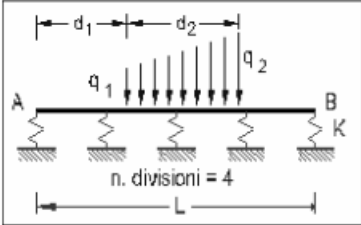
$(1.35 \cdot 9) \cdot 5.36 = 65.1 \text{ kN}$ → carico distribuito da traffico;
 $(1.5 \cdot 19) \cdot 5.36 = 152.8 \text{ kN}$ → peso ricoprimento 100 cm;
 $1.35 \cdot 300 = 405.0 \text{ kN}$ → doppia impronta di carico mobile;
 $1.35 \cdot 64 = 86.2 \text{ kN}$ → peso proprio al netto della soletta inferiore.

TOT. = 709.1 kN

Carichi concentrati d'estremità $F = 709.1 / 2 \cong 355 \text{ kN}$

La sollecitazione tagliante $|V_{Ed}| = |-207| \text{ kN}$ è inferiore rispetto alla soletta superiore pertanto, essendo l'armatura speculare a quella prevista in soletta superiore, compresi i ferri aggiuntivi, la verifica è soddisfatta.

Titolo: Soletta Inferiore 250x200



Vincoli

- ☐ App. - App.
- ☐ Inc. - Inc.
- ☐ Inc. - App.
- ☐ Mensola
- ☒ Fondazione

N° Carichi CONCENTRATI 2 Zoom

N°	F	d
1	355	0
2	355	2.68

Fondazione

- ☐ Rigida
- ☒ Winkler

$K = 5 \text{ daN/cm}^3$

$b = 2 \text{ m}$

$n = 100$

☐ Reag. traz.

Iterazione 3

Luca 2.68 m **J** 28,125 cm⁴ **Sezione**

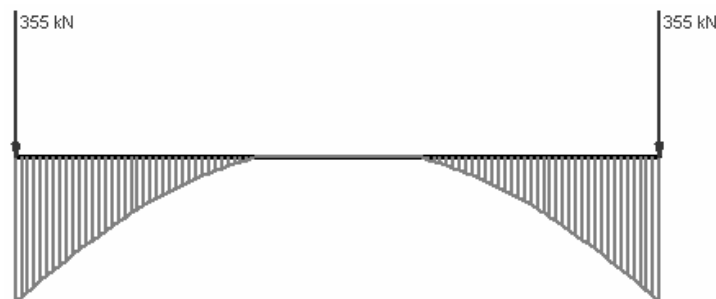
E 35,000 MPa ☒ Distanze parziali

Risultati

σ_{tA} MPa	0.4269	σ_{tB}	0.4269	
max M	kNm	-105.3	x max M	1.528
max V	kN	343.6	x max V	2.653
f max	m	0.008539	x f max	0
σ_{tmax} MPa	0.4269	x σ_{tmax}	0	

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
0.19	-53.34	-207	0.006323	0.3162



B) VERIFICA ARMATURE DELLE FACCE INTERNE DI PARETE

Si fa riferimento all'Appendice A.2 della Norma UNI EN 14844, inerente l'armatura minima prevista in parete per la progettazione degli elementi scatolari. Allo SLU essa dovrebbe essere in grado di resistere a un momento flettente pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot H_e^3 \text{ kNm/m}$$

essendo H_e la luce effettiva della parete in metri.

Quest'ultima corrisponde ad un momento minimo sulle pareti dello scatolare pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot 2.18^3 = 8.3 \text{ kNm/m} < M_{lim} = 52.3 \text{ kNm/m};$$

dove M_{lim} è il momento limite ottenuto dall'analisi agli elementi finiti considerando una sezione di lunghezza pari a un metro.

C) VERIFICA DEL TERMINALE CON CARICO MOBILE

Il giunto è stato schematizzato (Figura 7) come una mensola larga $b = 100 \text{ cm}$ e alta $h = 10.5 \text{ cm}$ e di lunghezza $l = 12 \text{ cm}$.

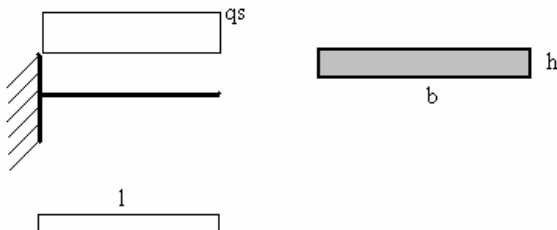


Figura 7 - Schema statico giunto

Si ipotizza una singola impronta di carico Q_{ik} da 200 kN (schema di carico 2 – verifiche locali come da D.M. 14/01/2008) agente su un'area di lato pari a 80 x 105 cm in corrispondenza del giunto. Considerandola agente su tutta la larghezza b si ha un carico distribuito dovuto all'impronta pari a:

$$q_a = 200 / 0.8 = 250 \text{ kN/m};$$

- per una combinazione agli SLU ($\gamma_Q = 1.35$) $\Rightarrow q_{as} = 1.35 \cdot q_a = 337.5 \text{ kN/m}$.

Si considera inoltre il peso del rinterro per $H = 10 \text{ cm}$:

$$q_r = 1.9 \text{ kN/m};$$

- per una combinazione agli SLU ($\gamma_G = 1.5$) $\Rightarrow q_{rs} = 1.5 \cdot q_r = 2.9 \text{ kN/m}$.

Il carico complessivo è:

$$q_s = q_{rs} + q_{as} \cong 340 \text{ kN/m}.$$

Ai fini della verifica si considera la sezione non armata. Si ha pertanto:

$$|M_{Ed}| = |-340 \cdot 0.12^2 / 2| = |-2.7| \text{ kNm} < |M_{Rd}| = 7.9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = |340 \cdot 0.12| = 44.7 \text{ kN} < V_{Rd} = v_{min} \cdot b \cdot h = 67.0 \text{ kN}$$

6. VERIFICA LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO E DI SOVRAPPOSIZIONE

LUNGHEZZA DI SOVRAPPOSIZIONE RETE ELETTROSALDATA ESTERNA

Nella valutazione della lunghezza di ancoraggio è necessario discernere tra zone compresse o tese e zone a buona o cattiva aderenza. Lo spessore del manufatto è inferiore a 250 mm (Eurocodice 2 al punto 5.2.2.1 – vedi figura in basso), pertanto le condizioni sono di buona aderenza. Le sovrapposizioni del pannello continuo di rete esterna sono realizzate **in corrispondenza della mezzeria della soletta superiore**, pertanto si ricade in condizioni di zona compressa. La lunghezza di ancoraggio di base risulta secondo le indicazioni dell'EC2 al punto 5.2.2.3 formula 8.3:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

essendo:

- $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio di armatura;
- ϕ il diametro della barra in mm;
- $f_{bd} = 2.25 f_{ctk} / \gamma_c = (2.25 \cdot 2.52) / 1.4 = 4.05 \text{ MPa}$ la tensione tangenziale ultima di aderenza per barre ad aderenza migliorata.

La lunghezza di ancoraggio di progetto secondo le indicazioni dell'EC2 al punto 5.2.2.3 formula 8.10:

$$l_0 = (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6) \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

essendo:

$\alpha_6 = 1.5 \rightarrow$ percentuali di sovrapposizione $> 50\%$ in una lunghezza di $0.65 l_0$ per parte;

$l_{0,min} = \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}) \rightarrow$ lunghezza di sovrapposizione minima in zona compressa (EC2 formula 8.11).

TIPOLOGIA ARMATURA	Diametro	$l_{0,min}$	$l_{b,rqd}$	l_0	$l_{effettiva}$
Rete elettrosaldata esterna continua	12	200	291	436	500

Tabella 4- Schema riassuntivo lunghezza di sovrapposizione [valori in mm]

LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO PANNELLI DI RETE INTERNA E BARRE INTEGRATIVE

La lunghezza di ancoraggio di progetto secondo le indicazioni dell'EC2 al punto 5.2.2.3 formula 8.4:

$$l_{bd} = (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6) \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

essendo:

$l_{b,rqd}$ = lunghezza di ancoraggio di base definita al punto precedente;

$l_{b,min} = \max(0.6 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) \rightarrow$ lunghezza di ancoraggio minima in zona compressa (EC2 formula 8.6).

La lunghezza di ancoraggio necessaria si calcola con la seguente formula (EC2 paragrafo 5.2.3.4.1):

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_{bd} \cdot \frac{A_{s,calcolo}}{A_{s,disposta}} \geq l_{b,min}$$

con α_a coefficiente compreso tra 0.7 e 1, cautelativamente assunto pari a 1.

TIPOLOGIA ARMATURA	Diametro	$l_{b,min}$	$l_{b,rqd}$	l_{bd}	$A_{s,calcolo}/A_{s,disposta}$	$\max(l_{b,net} \ l_{b,min})$	$l_{effettiva}$
Pannello interno rete	12	174	291	291	0.57*	166	250
Barre integrative	14	203	339	339	**	203	250

Tabella 5- Schema riassuntivo lunghezze di ancoraggio [valori in mm]

*vedi coefficiente di sicurezza verifiche sezione superiore pareti in ALLEGATO: TABULATI PARETE

** inizio lunghezza di ancoraggio computata a partire dalla sezione oltre la quale le barre non vengono prese più in conto (vedi particolare disegni allegati).

7. PRESSIONE MASSIMA TRASMESSA AL SUOLO

Nella valutazione della pressione massima trasmessa al suolo si è adoperata la condizione di carico GEO prevista per ponti con i coefficienti riportati in tabella 4 nella condizione più gravosa di minimo ricoprimento.*

Nella combinazione in **presenza di acqua interna** si ha una pressione trasmessa al suolo pari a:

$$\sigma_{p1} = (8800 \cdot 1 + 5100 \cdot 1 + 32000 \cdot 1.15 + 10000 \cdot 1.3) / (268 \cdot 200) = 63700 / 53600 \cong 1.2 \text{ daN/cm}^2$$

Nella combinazione in **assenza di acqua interna** si ha una pressione trasmessa al suolo pari a:

$$\sigma_{p2} = (8800 \cdot 1 + 5100 \cdot 1 + 32000 \cdot 1.15) / (268 \cdot 200) = 50700 / 53600 \cong 0.9 \text{ daN/cm}^2$$

essendo:

- $G1 \cong 8800 \text{ daN}$ → Peso dello scatolare;
- $G2 \cong 5100 \text{ daN}$ → Peso del ricoprimento;
- $Q \cong 32000 \text{ daN}$ → Peso dovuto ai carichi da traffico;
- $W \cong 10000 \text{ daN}$ → Peso dell'acqua interna.

* La condizione di massimo ricoprimento, a parità di carichi in soletta superiore, è certamente più favorevole poiché interviene l'attrito tra terreno e pareti del manufatto, inoltre la capacità portante del terreno di fondazione a maggiori profondità è generalmente più elevata.

8. VERIFICA D'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Si considera uno schema semplificato di telaio incastrato alla base soggetto a un carico uniforme sulla traversa, trascurando le spinte laterali sulle pareti (Figura 8). Il valore teorico del momento in mezzzeria è:

$$M_{\max} = M_{l/2} = \frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{6 \cdot (2+k)} \cong 50.1 \text{ kNm}$$

essendo:

$l = 2.68 \text{ m}$ → luce effettiva della soletta;

$h = 2.18 \text{ m}$ → altezza effettiva del manufatto;

$p = 106.2 \text{ kN/m}$ → carico distribuito agente su una fascia di 1 metro di lunghezza;

$k = \frac{J_l}{J_h} \cdot \frac{h}{l} = \frac{h}{l} = 0.81$ → dal momento che i momenti d'inerzia di pareti e solette sono identici.

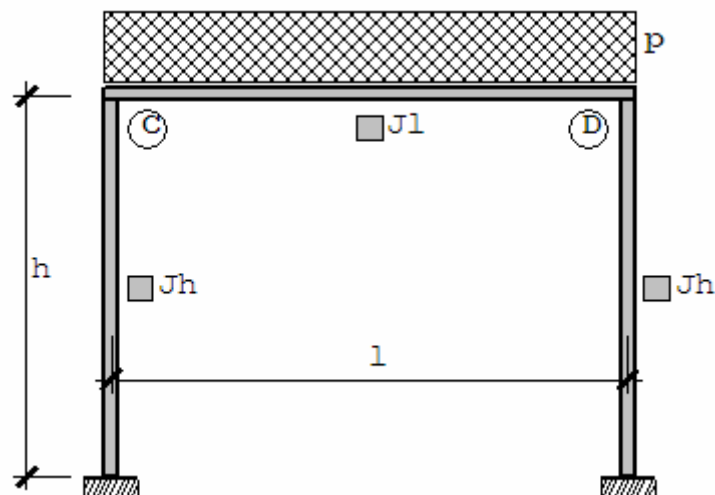
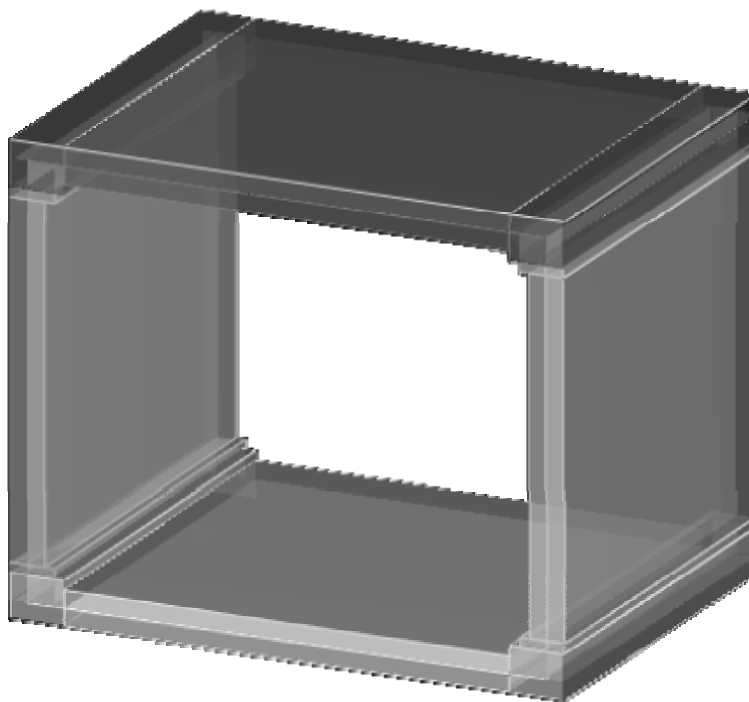


Figura 8 – Schema statico semplificato

Il momento così ottenuto è confrontabile (scostamento < 4%) con la sollecitazione flettente della sezione di mezzzeria verticale della soletta superiore, presente in ALLEGATO: $M_{Ed,SISMICAD} = 52 \text{ kNm}$.

TABULATI



Materiali

Materiali c.a.

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [kN/m²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m³]

Poisson: Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C40/50	50000	35547105	25	0.1	16157775	0.00001

Armature

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: Resistenza caratteristica. [kN/m²]

Sigma amm.: Tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: Tipo di barra.

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [kN/m²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m³]

Poisson: Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	fyk	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	2.06E08	78.5	0.3	79230769	0.000012

Terreni

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Coesione: Coesione del terreno. [kN/m²]

Attrito interno: Angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno-cl. [deg]

Adesione: Coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cl. Il valore è adimensionale.

K0: Coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

Gamma naturale: Peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [kN/m³]

Descrizione	Coesione	Attrito interno	Delta	Adesione	K0	Gamma naturale
Coltre detritica	0	30	0	0	0.5	19

Azioni e carichi

Condizioni elementari di carico

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Psi0: Coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

Psi1: Coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

Psi2: Coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Psi0	Psi1	Psi2
Permanent	0	0	0
G_H1	0.7	0.5	0.3
Q_H1	0.7	0.5	0.3
S_G_H1	0.7	0.5	0.3
S_SX_Q_H1	0.7	0.5	0.3
S_DX_Q_H1	0.7	0.5	0.3
Q_Dist_H1/H2	0.7	0.5	0.3
S_Q_Dist_H1/H2	0.7	0.5	0.3
Sisma_SX	0.7	0.5	0.3
Sisma_DX	0.7	0.5	0.3
H20_Int	0.7	0.5	0.3
G_H2	0.7	0.5	0.3
Q_H2	0.7	0.5	0.3
S_SX_Q_H2	0.7	0.5	0.3
S_DX_Q_H2	0.7	0.5	0.3
S_G_H2	0.7	0.5	0.3

Combinazioni di carico

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia Limite ultimo

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Perm.	G_H1	Q_H1	S_G_H1	S_SX_Q_H1	S_DX_Q_H1	Q_Dist_H1/H2	S_Q_Dist_H1/H2
(1.35G1+1.5G2)H1	1.35	1.5	0	1.5	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1)H1	1.35	1.5	1.35	1.5	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2)H1	1.35	1.5	1.35	1.5	1.35	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3)H1	1.35	1.5	1.35	1.5	0	1.35	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1+H20)H1	1.35	1.5	1.35	1.5	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2+H20)H1	1.35	1.5	1.35	1.5	1.35	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3+H20)H1	1.35	1.5	1.35	1.5	0	1.35	1.35	1.35
Sisma SX_H1	1	1	0.2	1	0	0	0	0
Sisma DX_H2	1	1	0.2	1	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1+H20)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2+H20)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3+H20)H2	1.35	0	0	0	0	0	1.35	1.35
Sisma SX_H2	1	0	0	0	0	0	0.2	0.2
Sisma SX_H2	1	0	0	0	0	0	0.2	0.2

Nome	Sisma_SX	Sisma_DX	H20_Int	G_H2	Q_H2	S_SX_Q_H2	S_DX_Q_H2	S_G_H2
(1.35G1+1.5G2)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1)H1	0	0	0	0	0	0	0	0

(1.35G1+1.5G2+1.35Q2)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
Sisma SX _H1	1	0	0	0	0	0	0	0
Sisma DX _H2	0	1	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2)H2	0	0	0	1.5	1.35	0	0	1.5
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1)H2	0	0	0	1.5	1.35	1.35	0	1.5
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2)H2	0	0	0	1.5	1.35	0	1.35	1.5
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3)H2	0	0	0	1.5	1.35	0	0	1.5
(1.35G1+1.5G2+1.35Q1+H20)H2	0	0	1	1.5	1.35	0	0	1.5
(1.35G1+1.5G2+1.35Q2+H20)H2	0	0	1	1.5	1.35	1.35	0	1.5
(1.35G1+1.5G2+1.35Q3+H20)H2	0	0	1	1.5	1.35	0	1.35	1.5
Sisma SX _H2	1	0	0	1	0.2	0	0	1
Sisma SX _H2	0	1	0	1	0.2	0	0	1

Famiglia Esercizio rara

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Perm.	G_H1	Q_H1	S_G_H1	S_SX_Q_H 1	S_DX_Q_H 1	Q_Dist_H 1/H2	S_Q_Dist H1/H2
(G1+G2+Q1)H1	1	1	1	1	0	0	1	1
(G1+G2+Q2)H1	1	1	1	1	1	0	1	1
(G1+G2+Q3)H1	1	1	1	1	0	1	1	1
(G1+G2+Q1+H20)H1	1	1	1	1	0	0	1	1
(G1+G2+Q2+H20)H1	1	1	1	1	1	0	1	1
(G1+G2+Q3+H20)H1	1	1	1	1	0	1	1	1
(G1+G2+Q1)H2	1	0	0	0	0	0	1	1
(G1+G2+Q2)H2	1	0	0	0	0	0	1	1
(G1+G2+Q3)H2	1	0	0	0	0	0	1	1
(G1+G2+Q1+H20)H1	1	0	0	0	0	0	1	1
(G1+G2+Q2+H20)H1	1	0	0	0	0	0	1	1
(G1+G2+Q3+H20)H1	1	0	0	0	0	0	1	1

Nome	Sisma_SX	Sisma_DX	H20_Int	G_H2	Q_H2	S_SX_Q_H 2	S_DX_Q_H 2	S_G_H2
(G1+G2+Q1)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+Q2)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+Q3)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+Q1+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2+Q2+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2+Q3+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2+Q1)H2	0	0	0	1	1	0	0	1
(G1+G2+Q2)H2	0	0	0	1	1	1	0	1
(G1+G2+Q3)H2	0	0	0	1	1	0	1	1
(G1+G2+Q1+H20)H1	0	0	1	1	1	0	0	1
(G1+G2+Q2+H20)H1	0	0	1	1	1	1	0	1
(G1+G2+Q3+H20)H1	0	0	1	1	1	0	1	1

Famiglia Esercizio frequente

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Perm.	G_H1	Q_H1	S_G_H1	S_SX_Q_H 1	S_DX_Q_H 1	Q_Dist_H 1/H2	S_Q_Dist H1/H2
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist)H1	1	1	0.75	1	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist)H1	1	1	0.75	1	0.75	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q3+0.4Q_Dist)H1	1	1	0.75	1	0	0.75	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist+H20)H1	1	1	0.75	1	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist+H20)H1	1	1	0.75	1	0.75	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist+H20)H1	1	1	0.75	1	0	0.75	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist)H2	1	0	0	0	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist)H2	1	0	0	0	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q3+0.4Q_Dist)H2	1	0	0	0	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist+H20)H2	1	0	0	0	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist+H20)H2	1	0	0	0	0	0	0.4	0.4
(G1+G2+0.75Q3+0.4Q_Dist+H20)H2	1	0	0	0	0	0	0.4	0.4

Nome	Sisma_SX	Sisma_DX	H20_Int	G_H2	Q_H2	S_SX_Q_H 2	S_DX_Q_H 2	S_G_H2
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+0.75Q3+0.4Q_Dist)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist)H2	0	0	0	1	0.75	0	0	1
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist)H2	0	0	0	1	0.75	0.75	0	1
(G1+G2+0.75Q3+0.4Q_Dist)H2	0	0	0	1	0.75	0	0.75	1
(G1+G2+0.75Q1+0.4Q_Dist+H20)H2	0	0	1	1	0.75	0	0	1
(G1+G2+0.75Q2+0.4Q_Dist+H20)H2	0	0	1	1	0.75	0.75	0	1
(G1+G2+0.75Q3+0.4Q_Dist+H20)H2	0	0	1	1	0.75	0	0.75	1

Famiglia Esercizio quasi permanente

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Perm.	G_H1	Q_H1	S_G_H1	S_SX_Q_H 1	S_DX_Q_H 1	Q_Dist_H 1/H2	S_Q_Dist H1/H2
(G1+G2)H1	1	1	0	1	0	0	0	0
(G1+G2+H20)H1	1	1	0	1	0	0	0	0
(G1+G2)H2	1	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+H20)H2	1	0	0	0	0	0	0	0

Nome	Sisma_SX	Sisma_DX	H20_Int	G_H2	Q_H2	S_SX_Q_H 2	S_DX_Q_H 2	S_G_H2
(G1+G2)H1	0	0	0	0	0	0	0	0
(G1+G2+H20)H1	0	0	1	0	0	0	0	0
(G1+G2)H2	0	0	0	1	0	0	0	1
(G1+G2+H20)H2	0	0	1	1	0	0	0	1

Definizioni di carichi superficiali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m²]

Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
Descrizione			
Verticale	Permanententi	0	Verticale
	G_H1	9.5	Verticale
	Q_H1	51	Verticale
	S_G_H1	0	Verticale
	S_SX_Q_H1	0	Verticale
	S_DX_Q_H1	0	Verticale
	Q_Dist_H1/H2	9	Verticale
	S_Q_Dist_H1/H2	0	Verticale
	Sisma_SX	0	Verticale
	Sisma_DX	0	Verticale
	H20_Int	0	Verticale
	G_H2	19	Verticale
	Q_H2	44	Verticale
	S_SX_Q_H2	0	Verticale
	S_DX_Q_H2	0	Verticale
H20_Int	S_G_H2	0	Verticale
	Permanententi	0	Verticale
	H20_Int	20	Verticale

Definizioni di carichi potenziali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: Valore del carico pressorio alla quota iniziale. [kN/m2]

Quota i.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [m]

Valore f.: Valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m2]

Quota f.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [m]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Sx	Permanenti	0	-0.09	0	2.09
	G_H1	0	-0.09	0	2.09
	Q_H1	0	-0.09	0	2.09
	S_G_H1	26	-0.09	5	2.09
	S_SX_Q_H1	5	-0.09	5	2.09
	S_DX_Q_H1	0	-0.09	0	2.09
	Q_Dist_H1/H2	5	-0.09	5	2.09
	S_Q_Dist_H1/H2	0	-0.09	0	2.09
	Sisma_SX	20	-0.09	20	2.09
	Sisma_DX	0	-0.09	0	2.09
	H20_Int	-20	0	0	2
	G_H2	0	-0.09	0	2.09
	Q_H2	0	-0.09	0	2.09
	S_SX_Q_H2	7	-0.09	7	2.09
	S_DX_Q_H2	0	-0.09	0	2.09
	S_G_H2	32	-0.09	10	2.09
Dx	Permanenti	0	-0.09	0	2.09
	G_H1	0	-0.09	0	2.09
	Q_H1	0	-0.09	0	2.09
	S_G_H1	26	-0.09	5	2.09
	S_SX_Q_H1	0	-0.09	0	2.09
	S_DX_Q_H1	5	-0.09	5	2.09
	Q_Dist_H1/H2	5	-0.09	5	2.09
	S_Q_Dist_H1/H2	0	-0.09	0	2.09
	Sisma_SX	0	-0.09	0	2.09
	Sisma_DX	20	-0.09	20	2.09
	H20_Int	-20	0	0	2
	G_H2	0	-0.09	0	2.09
	Q_H2	0	-0.09	0	2.09
	S_SX_Q_H2	0	-0.09	0	2.09
	S_DX_Q_H2	7	-0.09	7	2.09
	S_G_H2	32	-0.09	10	2.09

Quote

Livelli

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: Nome assegnato al livello.

Quota: Quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: Spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.18
L2	Raccordo 1	0.1	0
L3	Raccordo 2	1.9	0
L4	Soletta Sup	2.18	0.18

Tronchi

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: Nome assegnato al tronco.

Quota 1: Riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota 2: Riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Raccordo 1	Fondazione	Raccordo 1
T2	Raccordo 1 - Raccordo 2	Raccordo 1	Raccordo 2
T3	Raccordo 2 - Soletta Sup	Raccordo 2	Soletta Sup

Risultati numerici

Verifiche piastre in c.a.

LEGENDA

sez.	tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)
B	base della sezione
H	altezza della sezione
Af+	area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)
Af-	area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)
c+	copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)
c-	copriferro dal lato A (superiore per le piastre)
sc	tensione sul calcestruzzo in esercizio
comb	combinazione di carico
c.s.	coefficiente di sicurezza
N	sforzo normale di calcolo
M	momento flettente di calcolo
Mu	momento flettente ultimo
Nu	sforzo normale ultimo
sf	tensione sull'acciaio in esercizio
Wk	apertura caratteristica delle fessure
Sm	distanza media fra le fessure
st	sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate

**SI RIPORTANO LE VERIFICHE DI RESISTENZA ESEGUITE NELLE SEZIONI PIU' SOLLECITATE
CONSIDERANDO PER CIASCUNA SEZIONE, IDENTIFICATA NEGLI SCHEMI DI SEGUITO
RIPORTATI, LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA.
LE SOLETTE SONO CAUTELATIVAMENTE VERIFICATE A FLESSIONE SEMPLICE**

Soletta Superiore

Valori in daN, cm

C40/50

fyk 4500

Stampa delle verifiche manuali

Sezione mezzzeria verticale

$$Af+ = 5 \phi 12 + 3 \phi 14 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 3 = 1027 \text{ mm}^2 = 10.3 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Sezione SX/DX

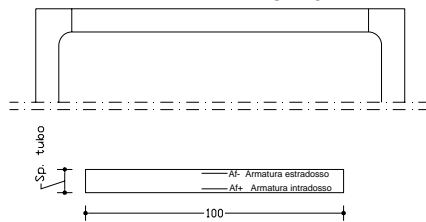
$$Af+ = 5 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 12 + 3 \phi 14 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 3 = 1027 \text{ mm}^2 = 10.3 \text{ cm}^2$$

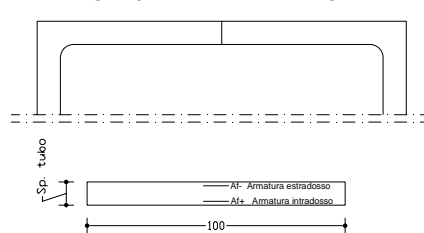
Sezione mezzzeria orizzontale

$$Af+ = Af- = 9 \phi 8 = (\pi \times d_1^2/4) \times 8 = 452 \text{ mm}^2 = 4.5 \text{ cm}^2$$

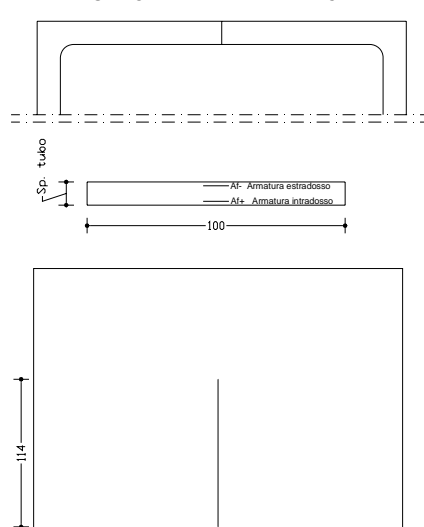
SEZIONE SX VERTICALE



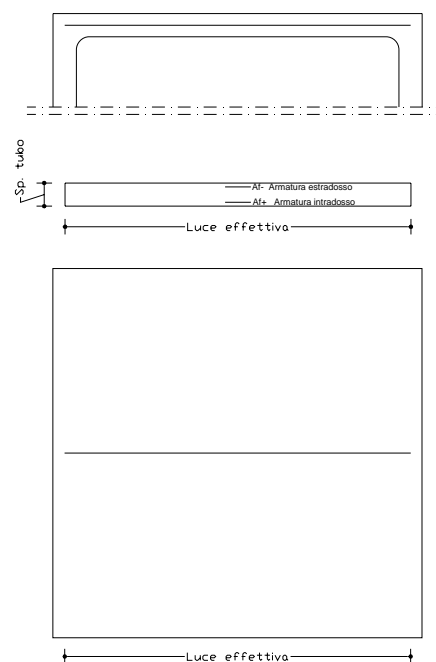
SEZIONE DX VERTICALE



SEZIONE MEZZERIA VERTICALE



SEZIONE MEZZERIA ORIZZONTALE



Verifica di stato limite ultimo

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
v 100	18	10.3	5.7	3.6	3.6	3.6	1.085	14	0	520132	0	-564289
Sezione SX Verticale												
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	2.456	12	0	-229880	0	564540
Sezione DX Verticale												
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	2.455	11	0	-229880	0	564289
Sezione Mezzeria Orizzontale												
o 268	18	4.5	4.5	3.4	3.4	3.4	8.846	5	0	34972	0	-309374

Combinazione rara

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
v 100	18	10.3	5.7	3.6	3.6	3.6	-109.3	10	0.00E00	3.82E05	2991.5	10	0.00E00	3.82E05	0.12	0.0	111.9	10
Sezione SX Verticale																		
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	-46.8	9	0.00E00	-1.64E05	1281.3	9	0.00E00	-1.64E05	0.00	28.7	0.0	12
Sezione DX Verticale																		
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	-46.8	8	0.00E00	-1.64E05	1282.0	8	0.00E00	-1.64E05	0.00	28.7	0.0	12
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o 268	18	4.5	4.5	3.4	3.4	3.4	-6.0	4	0.00E00	2.68E04	425.6	4	0.00E00	2.68E04	0.00	1.8	0.0	12

Combinazione frequente

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
v 100	18	10.3	5.7	3.6	3.6	3.6	-85.8	10	0.00E00	3.00E05	2348.3	10	0.00E00	3.00E05	0.09	0.0	111.9	10
Sezione SX Verticale																		
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	-37.4	9	0.00E00	-1.31E05	1024.0	9	0.00E00	-1.31E05	0.00	22.9	0.0	12
Sezione DX Verticale																		
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	-37.4	8	0.00E00	-1.31E05	1024.5	8	0.00E00	-1.31E05	0.00	22.9	0.0	12
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o 268	18	4.5	4.5	3.4	3.4	3.4	-4.6	4	0.00E00	2.05E04	324.9	4	0.00E00	2.05E04	0.00	1.4	0.0	12

Combinazione quasi permanente

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
v 100	18	10.3	5.7	3.6	3.6	3.6	-31.1	4	0.00E00	1.09E05	852.4	4	0.00E00	1.09E05	0.00	19.1	0.0	4
Sezione SX Verticale																		
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	-16.8	3	0.00E00	-5.89E04	461.0	3	0.00E00	-5.89E04	0.00	10.3	0.0	4
Sezione DX Verticale																		
v 100	18	5.7	10.3	3.6	3.6	3.6	-16.9	3	0.00E00	-5.89E04	461.2	3	0.00E00	-5.89E04	0.00	10.3	0.0	4
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o 268	18	4.5	4.5	3.4	3.4	3.4	-1.4	4	0.00E00	6.09E03	96.7	4	0.00E00	6.09E03	0.00	0.4	0.0	4

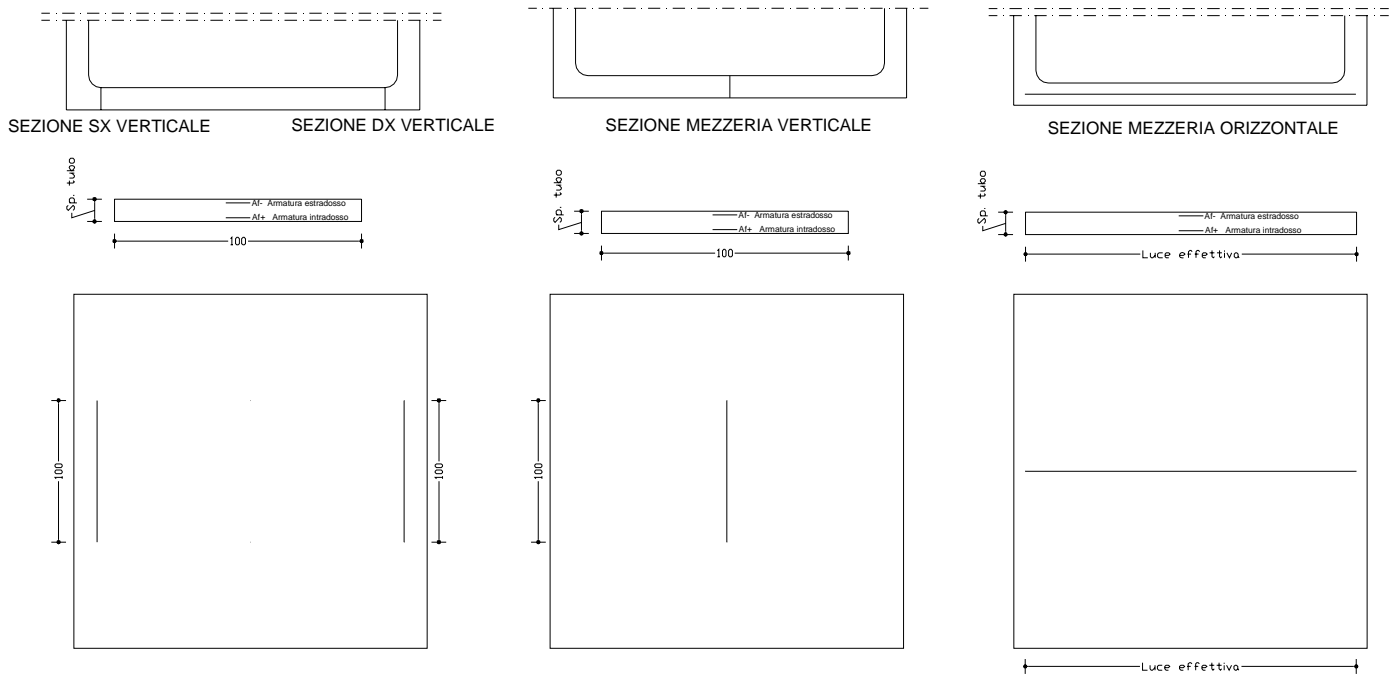
Soletta Inferiore

Valori in daN, cm

C40/50

fyk 4500

Stampa delle verifiche manuali



Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = 5 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 12 + 3 \phi 14 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 3 = 1027 \text{ mm}^2 = 10.3 \text{ cm}^2$$

Sezione SX/DX verticale

$$Af+ = 5 \phi 12 + 3 \phi 14 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 3 = 1027 \text{ mm}^2 = 10.3 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria orizzontale

$$Af+ = Af- = 9 \phi 8 = (\pi \times d_1^2/4) \times 8 = 452 \text{ mm}^2 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Verifica di stato limite ultimo

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
v 100	18	18	5.7	10.3	3.6	4.5	1.059	14	0	-499452	0	529040
Sezione SX Verticale												
v 100	18	18	10.3	5.7	4.5	3.6	2.020	11	0	261876	0	-529040
Sezione DX Verticale												
v 100	18	18	10.3	5.7	4.5	3.6	2.020	12	0	261879	0	-529040
Sezione Mezzeria Orizzontale												
o 268	18	18	4.5	4.5	4.6	4.6	8.286	5	0	-37328	0	309299

Combinazione rara

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	Sm (mm)	c
v 100	18	18	5.7	10.3	3.6	4.5	-115.7	10	0.00E00	-3.66E05	3353.9	10	0.00E00	-3.66E05	0.14	0.0	113.3	10
Sezione SX Verticale																		
v 100	18	18	10.3	5.7	4.5	3.6	-59.3	8	0.00E00	1.87E05	1718.3	8	0.00E00	1.87E05	0.00	33.1	0.0	12
Sezione DX Verticale																		
v 100	18	18	10.3	5.7	4.5	3.6	-59.3	9	0.00E00	1.87E05	1718.3	9	0.00E00	1.87E05	0.00	33.1	0.0	12
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o 268	18	18	4.5	4.5	4.6	4.6	-7.5	4	0.00E00	-2.88E04	479.9	4	0.00E00	-2.88E04	0.00	2.0	0.0	12

Combinazione frequente

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
v 100	18	5.7	10.3	3.6	4.5	-92.1	10	0.00E00	-2.91E05	2668.9	10	0.00E00	-2.91E05	0.11	0.0	113.3	10	

Sezione SX Verticale

v 100	18	10.3	5.7	4.5	3.6	-48.8	8	0.00E00	1.54E05	1413.9	8	0.00E00	1.54E05	0.00	27.3	0.0	12
-------	----	------	-----	-----	-----	-------	---	---------	---------	--------	---	---------	---------	------	------	-----	----

Sezione DX Verticale

v 100	18	10.3	5.7	4.5	3.6	-48.8	9	0.00E00	1.54E05	1413.9	9	0.00E00	1.54E05	0.00	27.3	0.0	12
-------	----	------	-----	-----	-----	-------	---	---------	---------	--------	---	---------	---------	------	------	-----	----

Sezione Mezzeria Orizzontale

o 268	18	4.5	4.5	4.6	4.6	-5.8	4	0.00E00	-2.22E04	370.5	4	0.00E00	-2.22E04	0.00	1.5	0.0	12
-------	----	-----	-----	-----	-----	------	---	---------	----------	-------	---	---------	----------	------	-----	-----	----

Combinazione quasi permanente

Sezione Mezzeria Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
v 100	18	5.7	10.3	3.6	4.5	-37.1	4	0.00E00	-1.17E05	1076.8	4	0.00E00	-1.17E05	0.00	20.8	0.0	4	

Sezione SX Verticale

v 100	18	10.3	5.7	4.5	3.6	-24.7	3	0.00E00	7.79E04	714.5	3	0.00E00	7.79E04	0.00	13.8	0.0	4
-------	----	------	-----	-----	-----	-------	---	---------	---------	-------	---	---------	---------	------	------	-----	---

Sezione DX Verticale

v 100	18	10.3	5.7	4.5	3.6	-24.7	3	0.00E00	7.79E04	714.5	3	0.00E00	7.79E04	0.00	13.8	0.0	4
-------	----	------	-----	-----	-----	-------	---	---------	---------	-------	---	---------	---------	------	------	-----	---

Sezione Mezzeria Orizzontale

o 268	18	4.5	4.5	4.6	4.6	-1.9	4	0.00E00	-7.38E03	123.1	4	0.00E00	-7.38E03	0.00	0.5	0.0	4
-------	----	-----	-----	-----	-----	------	---	---------	----------	-------	---	---------	----------	------	-----	-----	---

Parete

Valori in daN, cm

C40/50

fyk 4500

Stampa delle verifiche manuali

Sezione mezzeria orizzontale

$$Af+ = Af- = 5 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

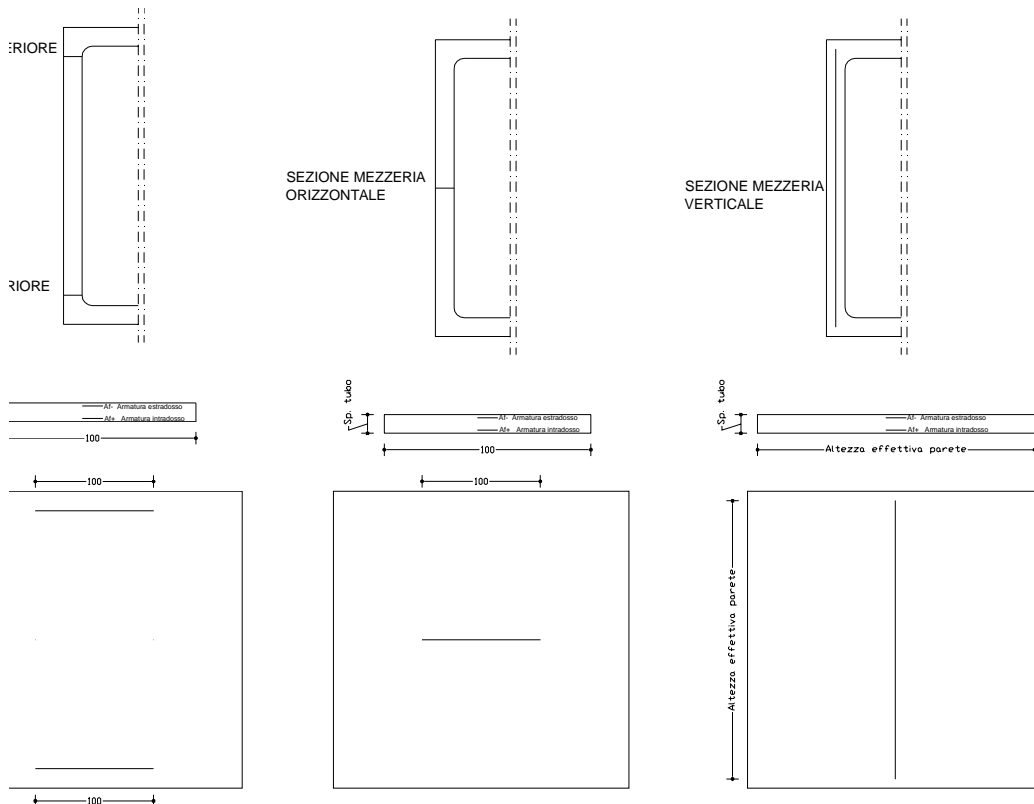
Sezione superiore/inferiore orizzontale

$$Af+ = 5 \phi 12 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5 \phi 12 + 3 \phi 14 = (\pi \times d_1^2/4) \times 5 + (\pi \times d_2^2/4) \times 3 = 1027 \text{ mm}^2 = 10.3 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = Af- = 7 \phi 8 = (\pi \times d_1^2/4) \times 7 = 352 \text{ mm}^2 = 3.5 \text{ cm}^2$$



Verifica di stato limite ultimo

Sezione Superiore Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	1.645	12	-14500	-421441	-23848	693144

Sezione Inferiore Orizzontale

o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	1.643	11	-15078	-426585	-24769	700728
-------	----	-----	------	-----	-----	-----	-------	----	--------	---------	--------	--------

Sezione Mezzeria Orizzontale

o 100	18	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	1.893	7	-14644	-280635	-27715	531114
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-------	---	--------	---------	--------	--------

Sezione Mezzeria Verticale

v 218	18	3.5	3.5	3.4	3.4	3.4	4.897	5	-1078	-58301	-5276	285472
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-------	---	-------	--------	-------	--------

Combinazione rara

Sezione Superiore Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	-98.7	9	-1.05E04	-3.04E05	1984.1	9	-1.05E04	-3.04E05	0.07	0.0	105.0	9

Sezione Inferiore Orizzontale

o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	-100.1	8	-1.09E04	-3.09E05	1993.1	8	-1.09E04	-3.09E05	0.06	0.0	95.3	8
-------	----	-----	------	-----	-----	-----	--------	---	----------	----------	--------	---	----------	----------	------	-----	------	---

Sezione Mezzeria Orizzontale

o 100	18	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	-85.6	6	-1.07E04	-2.20E05	2141.8	4	-1.05E04	-2.18E05	0.00	33.8	0.0	12
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-------	---	----------	----------	--------	---	----------	----------	------	------	-----	----

Sezione Mezzeria Verticale

v 218	18	3.5	3.5	3.4	3.4	3.4	-12.1	4	-8.09E02	-4.39E04	770.1	4	-8.09E02	-4.39E04	0.00	3.5	0.0	12
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-------	---	----------	----------	-------	---	----------	----------	------	-----	-----	----

Combinazione frequente

Sezione Superiore Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	-77.3	9	-8.24E03	-2.38E05	1550.5	9	-8.24E03	-2.38E05	0.05	0.0	105.0	9

Sezione Inferiore Orizzontale

o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	-80.1	8	-8.77E03	-2.47E05	1591.5	8	-8.77E03	-2.47E05	0.04	0.0	95.2	8
-------	----	-----	------	-----	-----	-----	-------	---	----------	----------	--------	---	----------	----------	------	-----	------	---

Sezione Mezzeria Orizzontale

o 100	18	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	-65.7	6	-8.20E03	-1.69E05	1646.1	4	-8.05E03	-1.68E05	0.00	25.9	0.0	12
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-------	---	----------	----------	--------	---	----------	----------	------	------	-----	----

Sezione Mezzeria Verticale

v 218	18	3.5	3.5	3.4	3.4	3.4	-9.4	10	-6.36E02	-3.42E04	599.5	10	-6.36E02	-3.42E04	0.00	2.7	0.0	12
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	------	----	----------	----------	-------	----	----------	----------	------	-----	-----	----

Combinazione quasi permanente

Sezione Superiore Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	Sm(mm)	c
o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	-27.4	3	-3.24E03	-8.45E04	534.1	3	-3.24E03	-8.45E04	0.00	13.3	0.0	4

Sezione Inferiore Orizzontale

o 100	18	5.7	10.3	4.4	4.4	4.4	-33.4	3	-4.09E03	-1.03E05	642.2	3	-4.09E03	-1.03E05	0.00	16.2	0.0	4
-------	----	-----	------	-----	-----	-----	-------	---	----------	----------	-------	---	----------	----------	------	------	-----	---

Sezione Mezzeria Orizzontale

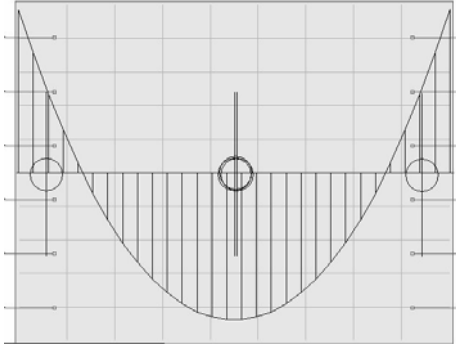
o 100	18	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	-16.3	4	-3.68E03	-4.43E04	298.8	4	-3.68E03	-4.43E04	0.00	6.0	0.0	4
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-------	---	----------	----------	-------	---	----------	----------	------	-----	-----	---

Sezione Mezzeria Verticale

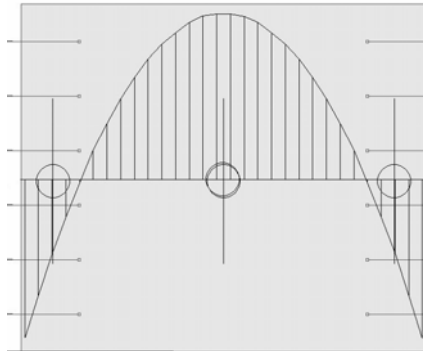
v 218	18	3.5	3.5	3.4	3.4	3.4	-3.3	4	-2.37E02	-1.21E04	210.7	4	-2.37E02	-1.21E04	0.00	1.0	0.0	4
-------	----	-----	-----	-----	-----	-----	------	---	----------	----------	-------	---	----------	----------	------	-----	-----	---

DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI

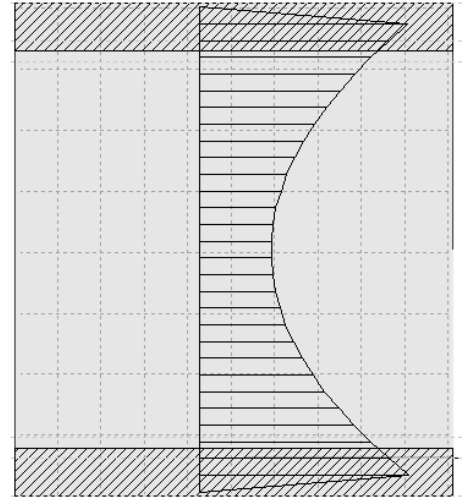
ANDAMENTO QUALITATIVO DELLE SOLLECITAZIONI DA MOMENTO FLETTENTE PER LA
COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA



SOLETTA SUPERIORE



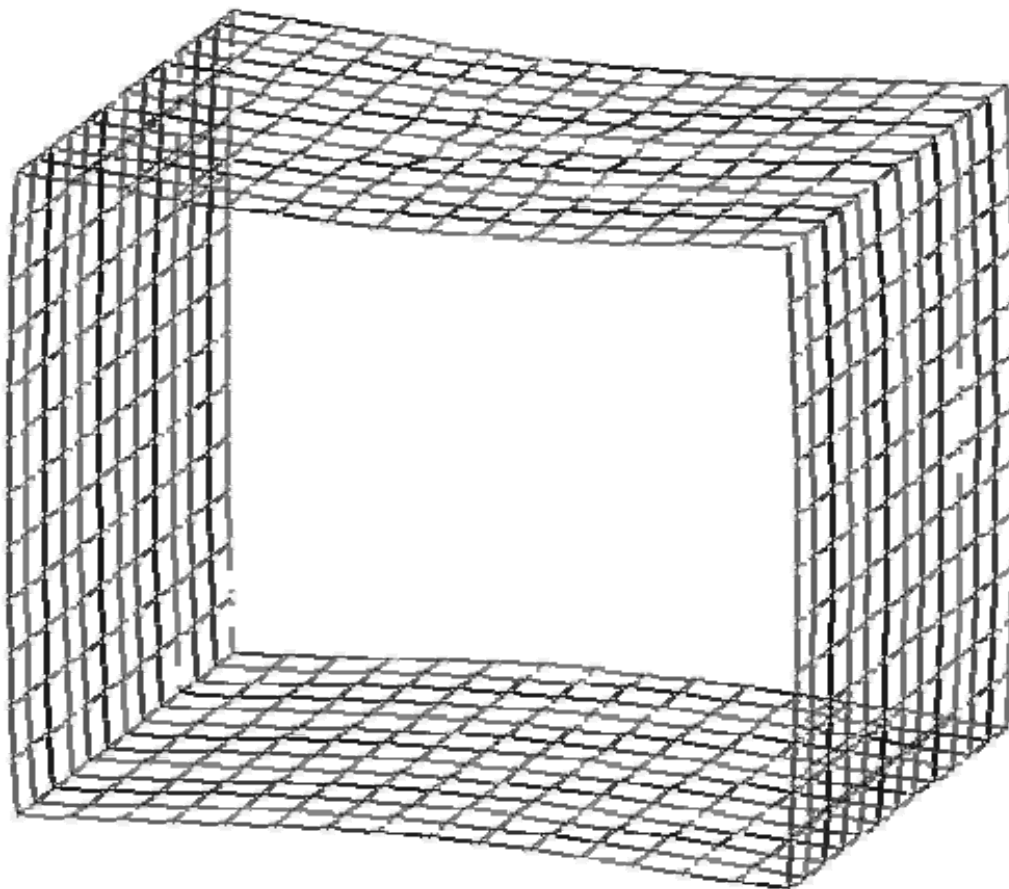
SOLETTA INFERIORE



PARETE LATERALE

DEFORMATA

DEFORMATA IN CONDIZIONI D'ESERCIZIO



DISEGNI ESECUTIVI