

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

PROVINCIA DI GORIZIA

COMUNE DI GORIZIA



LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE IDRAULICA E IGIENICA DEL TORRENTE CORNO E DEL SUO BACINO

- PROGETTO DEFINITIVO -

Titolo dell'elaborato

**CALCOLI PRELIMINARI DELLE
STRUTTURE**

Scala:

Allegato n°

F.0

Data: 21 OTTOBRE 2011

RTP raggruppamento temporaneo di professionisti

CAPOGRUPPO MANDATARIO:

dott. ing. Mario CAUSERO

MANDANTI:

PROTECNO s.r.l.

direttori tecnici: prof. Ing. A. ADAMI, dott. ing. G. COMOLA
collaboratori: dott. ing. A. VENUTI

SERTECO S.p.A.

dott. ing. Aldo TOSOLINI

dott. ing. Gianpaolo GUARAN

NATURSTUDIO Piccola s.c.r.l.

CONSULENZA SPECIALISTICA IDRAULICA:

dr. Primož Banovec, univ. dipl. inž. grad. Osebni žig: Id. Št.: G-3151
Inštitut za vodarstvo, d.o.o.

Committente:

**COMUNE DI GORIZIA
Piazza Municipio, 1
34170 GORIZIA**

REV.	N.	DATA
N.E.	1	6 settembre 2012

SOMMARIO

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	5
4. PARAMETRI SISMICI DEL SITO.....	6
5. STATI LIMITE.....	7
6. DIMENSIONAMENTO POZZI DI SPINTA.....	8
6.1 Premesse.....	8
6.2 Definizione del modello di calcolo	8
6.3 Analisi dei carichi.....	8
6.4 Risultati della modellazione FEM.....	10
6.4.1 Fase di scavo del pozzo.....	10
6.4.2 Fasi di spinta del microtunnel	11
6.5 Verifiche pali secanti	12
7. POZZO DI RECUPERO DELLA TESTA FRESANTE PR1.....	14
7.1 Approcci di calcolo.....	14
7.2 Carichi agenti sulla paratia.....	15
7.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni	15
7.4 Caratteristiche paratia	16
7.5 Modello di calcolo	16
7.6 Step di calcolo	17
7.7 Sollecitazioni e verifiche di resistenza.....	18
7.7.1 Verifiche a flessione e taglio.....	19
8. POZZO DI RECUPERO DELLA TESTA FRESANTE PR2.....	20
8.1 Premesse.....	20
8.2 Analisi dei carichi	20
8.3 Risultati della modellazione FEM.....	23
8.4 Verifiche a flessione allo stato limite ultimo.....	29
8.5 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo.....	34
9. VERIFICHE STRUTTURALI VIA CATTERINI	35

9.1	<i>Premesse</i>	35
9.2	<i>Definizione del modello di calcolo</i>	35
9.3	<i>Analisi dei carichi</i>	35
9.4	<i>Verifiche</i>	35

1. NORMATIVE 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) “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni” – Bozza del 07.03.2008

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- Calcestruzzo pali secanti:

Si impiega un calcestruzzo di classe di resistenza C25/30 $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

con tensioni di progetto di:

$$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$$

Classe di esposizione: XC2 [EN 206-1, UNI 11104/04 o UNI 9858 - ENV 206]

Rapporto massimo acqua/cemento: $a/c < 0,60$

Dimensione massima aggregati: 16 mm

Minimo contenuto in cemento: 300 kg/m^3

Classe di lavorabilità: S4

- Calcestruzzo travi e solette:

Si impiega un calcestruzzo di classe di resistenza C28/35 $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$

con tensioni di progetto di:

$$f_{ck} = 28.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ MPa}$$

e limitazioni di tensione in combinazione:

$$\text{rara} \quad \sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$$

$$\text{quasi permanente} \quad \sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$$

Classe di esposizione: XC3 [EN 206-1, UNI 11104/04 o UNI 9858 - ENV 206]

Rapporto massimo acqua/cemento: $a/c < 0,55$

Dimensione massima aggregati: 16 mm

Minimo contenuto in cemento: 320 kg/m^3

Classe di consistenza: S4

- Acciaio da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo: B 450C (ex FeB 44 k)
controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,nom} = 450 \text{ Mpa}$

tensione caratteristica di rottura: $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

- Acciaio per opere in carpenteria metallica:

Si impiegano profili in acciaio da costruzione del tipo: S 275 (ex Fe 430)
con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche e di portanza del terreno ci si è avvalsi della "Relazione geologica" redatta dal Dott. Geol. Gianni Lenarduzzi sulla base delle prove eseguite nel corso degli anni 2002 e 2011.

Al di sotto di un orizzonte di modesta potenza costituito da terreni di copertura unici a caratteristiche prevalentemente limo-argillose, la serie litostratigrafica è costituita da facies prettamente ghiaiose e sabbiose.

Con una certa continuità, a profondità variabili tra i 10 e 20m dal p.c, si possono presentare livelli parzialmente cementati.

Parametri geotecnici

Per gli orizzonti descritti nel precedente paragrafo ai fini dei calcoli geotecnici si è rimanda alla parametrizzazione dei singoli livelli facendo riferimento alle caratteristiche locali dei terreni, evidenziate dalle indagini geognostiche eseguite.

Considerate le caratteristiche della futura opera in progetto, valutata la risposta geotecnica a lungo termine dei terreni, la serie geotecnica corrispondente ai litotipi presenti, ricavata anche da prove ed analisi eseguite in terreni limitrofi e a caratteristiche simili, può essere assunta con i seguenti parametri geotecnici in termini di resistenze ultime:

- peso di volume	γ	
ghiaie		18 kN/m ³
marna - conglomerato		20 ÷ 22 kN/m ³
- coesione efficace	c'	
ghiaie e sabbie		0.0 kN/m ²
Marna e conglomerato		50 kN/m ²
- angolo di attrito interno	ϕ	
ghiaie		36°
ghiaie cementate - conglomerato		40°

4. PARAMETRI SISMICI DEL SITO

Definito che per le opere in esame si può assumere una vita nominale V_N di 50 anni, e che l'opera ha una classe d'uso II, il periodo di riferimento per l'azione sismica può essere calcolato con la formula:

$$V_R = V_N * C_u = 75$$

dove C_u è pari a 1.5 per opere di *Classe III*.

La categoria del sottosuolo ricavata sulla base dei valori delle $V_{s,30}$ è di tipo "B";

la seguente tabella riporta i parametri sismici per il rispettivo stato limite di riferimento:

Stato Limite	Tr [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.079	2.474	0.255
SLD	101	0.106	2.435	0.271
SLV	949	0.264	2.469	0.332
SLC	1950	0.345	2.475	0.351

5. STATI LIMITE

Trattandosi di una relazione di calcolo preliminare, la presente relazione prende in esame prevalentemente il comportamento delle strutture nei confronti degli stati limite ultimi, rimandando alla fase esecutiva l'analisi più approfondita degli stati limite d'esercizio.

SLU

Le combinazioni delle azioni allo stato limite ultimo sono state condotte secondo l'espressione fondamentale riportata al §2.5.3. delle NTC2008:

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

Per le combinazioni sismiche lo stato limite a cui si è fatto riferimento è quello di salvaguardia della vita.

SLE

Le combinazioni delle azioni allo stato limite di esercizio per le verifiche di deformabilità e apertura delle fessure sono state calcolate secondo le seguenti espressioni:

-rara

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

-frequente

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

-quasi permanente

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

6. DIMENSIONAMENTO POZZI DI SPINTA

6.1 Premesse

I pozzi di spinta del microtunnel sono di due tipologie: quelli che prevedono uno scavo più profondo di 9,0 m dal p.c. saranno realizzati con elementi circolari auto affondanti, mentre dove la profondità di scavo è superiore sono realizzati con pali trivellati secanti del diametro pari a 120 cm ed interasse pari a 100 cm.

Di seguito si riporta la verifica del pozzo PS2 realizzato con pali secanti.

6.2 Definizione del modello di calcolo

Il pozzo di spinta ha una forma ellittica con lunghezza degli assi principali, misurati in asse ai pali, rispettivamente di 14,6 m e 12,2 m. In virtù della distribuzione planimetrica dei pali, il comportamento statico non può essere valutato limitandosi ad assimilare la struttura ad una paratia, ma è necessario considerarne l'effettiva tridimensionalità sia per quanto riguarda le geometrie che per quanto concerne la distribuzione dei carichi.

L'esame della struttura è, inoltre, ulteriormente complicato dal fatto che la paratia è realizzata da elementi tra loro scollegati (i singoli pali) e che, lungo le superfici di contatto, sono in grado trasferire forze di compressione, ma non azioni di trazione. Al fine di confrontare tra loro i risultati sono stati realizzati due diversi modelli, uno con elementi beam, cioè elementi trave per schematizzare ogni singolo palo, ed uno con elementi shell, cioè elementi bidimensionali, che approssimano il comportamento a quello di una piastra.

I risultati sono poi stati confrontati per accertarne la corrispondenza e congruenza dei risultati.

6.3 Analisi dei carichi

- Peso proprio: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;

- Spinta del terreno:

$$\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3;$$

Per la valutazione delle spinte orizzontali si è fatto riferimento alla spinta a riposo e quindi è stato utilizzato il coefficiente di spinta $K_0 = 1 - \sin\phi = 0.5$

Utilizzando un valore cautelativo dell'angolo di attrito

- Azioni dovute alla spinta martinetti oleodinamici;

L'azione massima di spinta dei martinetti è valutata in base alla resistenza massima a compressione dei tubi in cls che costituiscono il microtunnel. Al fine di evitare rotture del tubo la spinta massima dei martinetti sul muro di contrasto è di 140000 kN.

Di seguito si riportano gli schemi grafici dei carichi agenti nelle diverse condizioni.

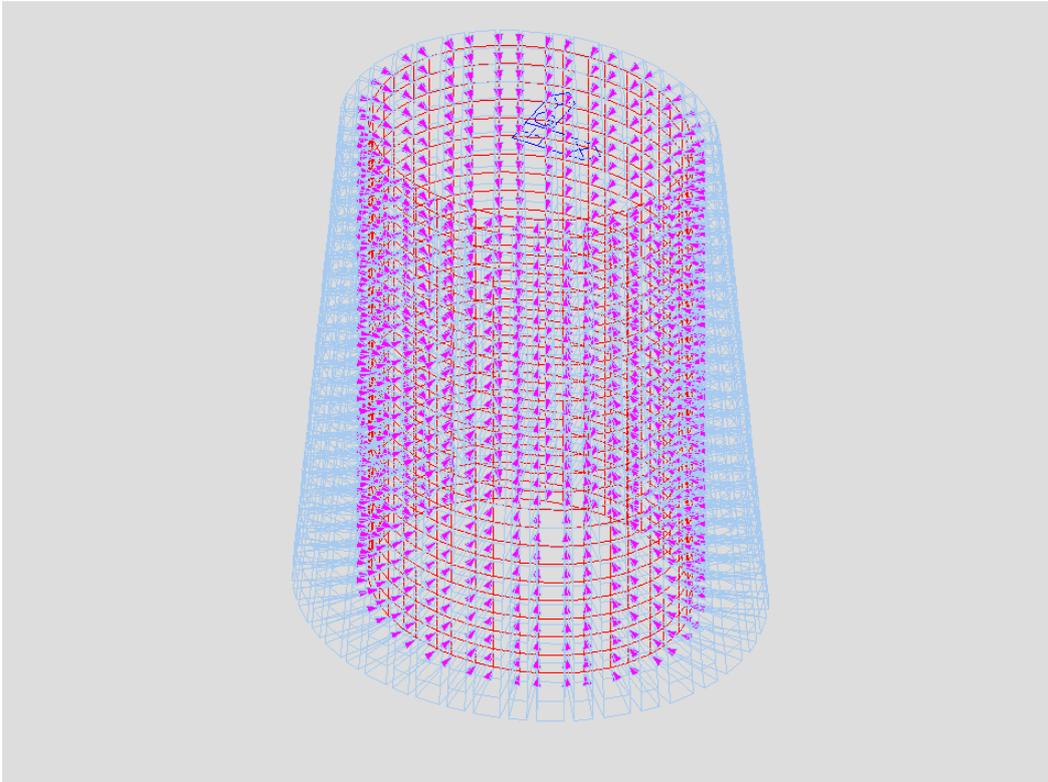


Fig 1 - rappresentazione schematica delle spinta del terreno

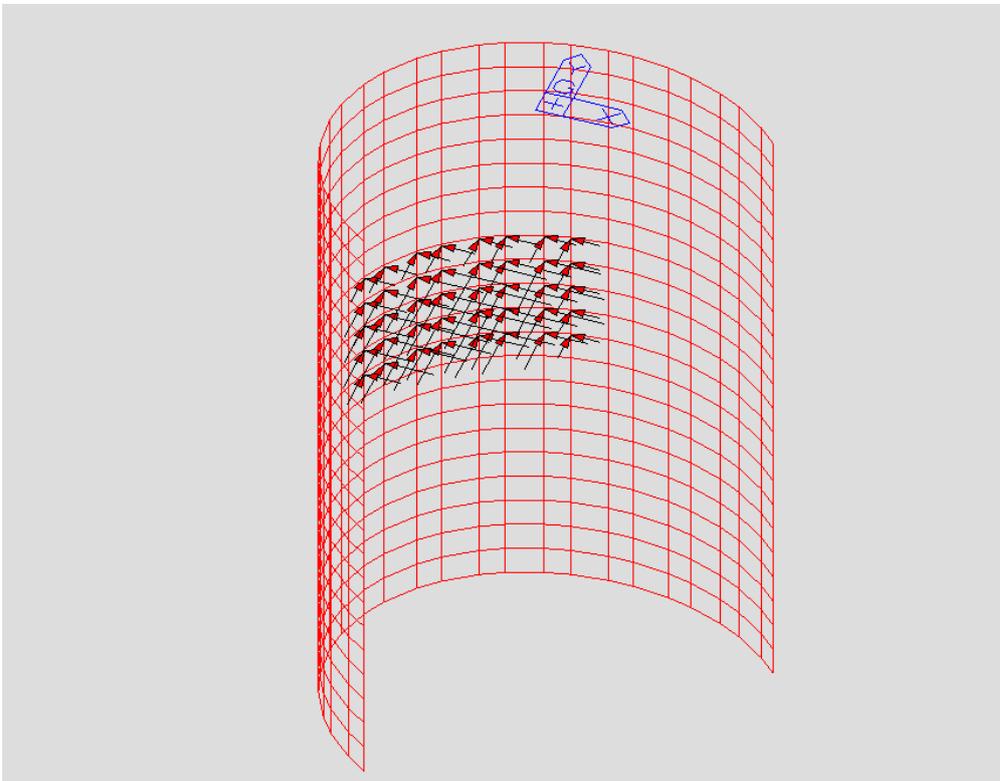


Fig 2 - rappresentazione schematica dell'azione trasmessa dal muro reggispinta ai pali secanti che costituiscono la struttura del pozzo

6.4 Risultati della modellazione FEM

Di seguito si riportano i risultati in termini di sollecitazioni risultanti dal modello di calcolo adottato nelle diverse fasi di esercizio dell'opera.

6.4.1 Fase di scavo del pozzo

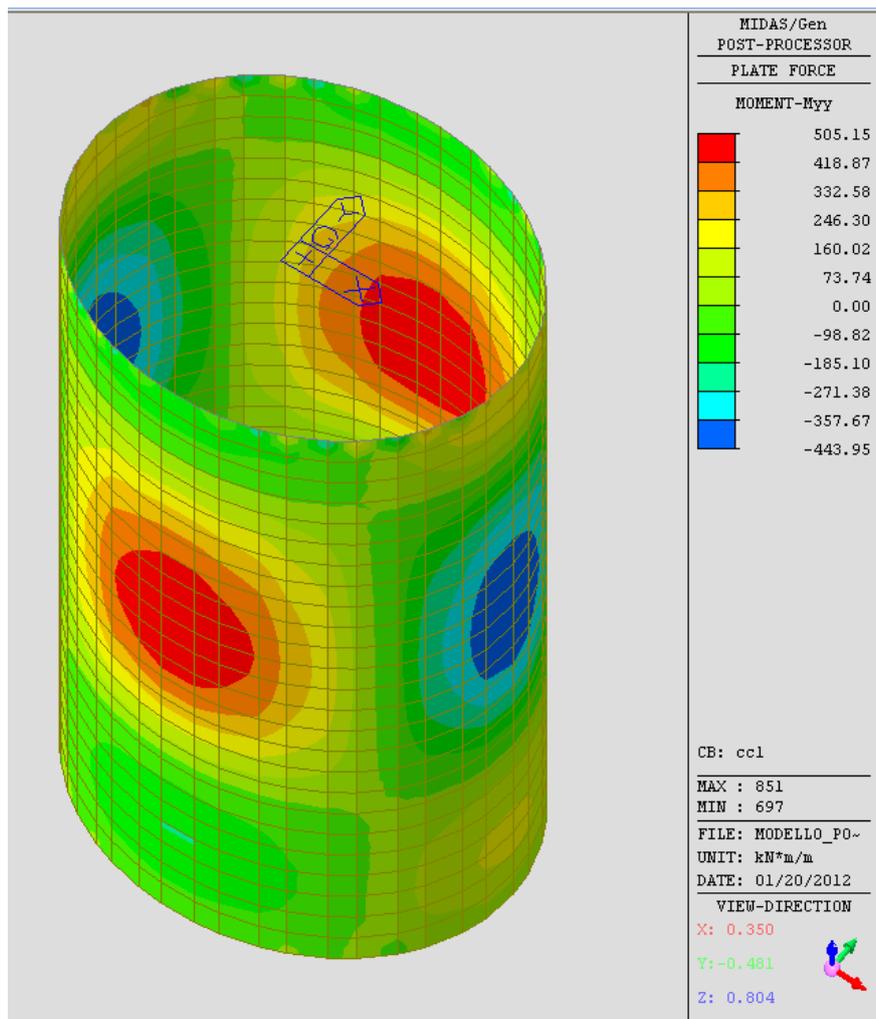


Fig 3 - Andamento del momento flettente agente nei pali per effetto della sola spinta dei terreni

Come si evidenzia nella rappresentazione grafica, l'effetto della spinta delle terre, data la geometria del pozzo, provoca ovviamente uno stato tensionale simmetrico.

Le verifiche di resistenza sono riportate al successivo paragrafo § 6.5.

6.4.2 Fasi di spinta del microtunnel

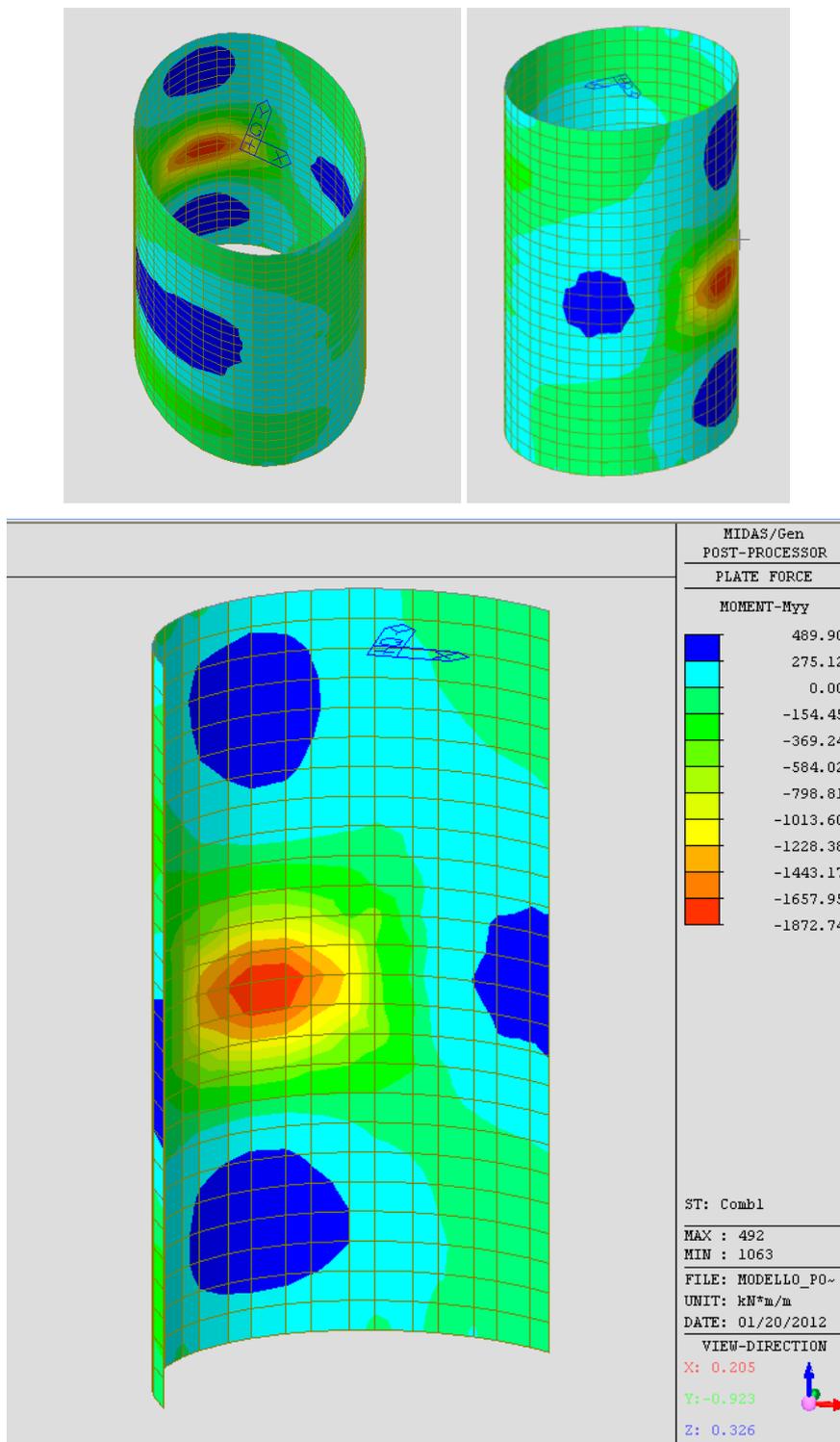


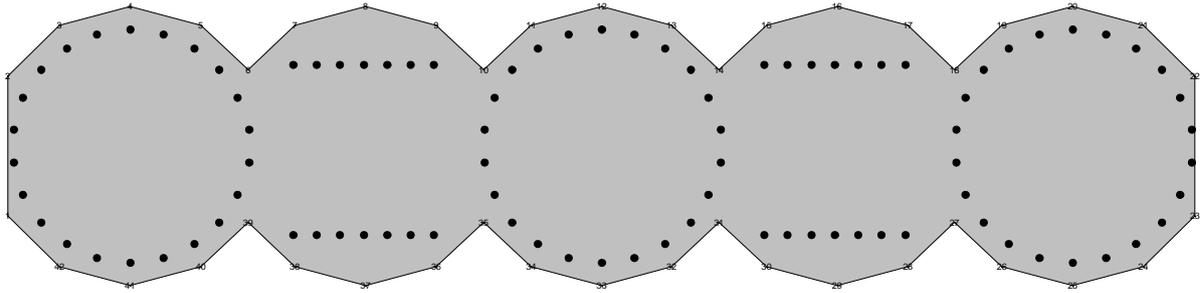
Fig 4 - Andamento del momento flettente agente nei pali durante le fasi di spinta del microtunneling

In questo caso l'andamento degli sforzi è naturalmente dissimetrico con le sollecitazioni maggiori che si concentrano in corrispondenza della zona che fa da contrasto alla spinta.

Le verifiche di resistenza sono riportate al successivo paragrafo § 6.5.

6.5 Verifiche pali secanti

Di seguito si riporta la verifica dei pali nella condizione di carico più gravosa che si verifica durante le fasi di spinta del microtunneling. La verifica è soddisfatta prevedendo una armatura circolare costituita da $22\phi 26$ per il pali secondari, mentre per i pali primari si prevede di adottare una armatura rettangolare con $7+7\phi 26$.



Sezione di calcestruzzo :

Area= 5,08

Coordinate baricentro: $x= 0,00$ $y= 0,60$

$J_{xx} = 0,46$

$J_{yy} = 10,62$

Sezione di c.a.

Area= 5,87

Coordinate baricentro: $x= 0,00$ $y= 0,60$

$J_{xx} = 0,56$

$J_{yy} = 12,36$

Sezione di calcestruzzo C25/30

C25/30

Fattore di sicurezza parziale= 1,500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0,85

Fattore di conversione $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0,83$

Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30000,00$

Resistenza di calcolo $0.85 \times f_{cd} = 14110,00$

Valori limite deformazione: $\epsilon_{inf} = -0,0035$ $\epsilon_{sup} = 1$

Armatura B450C

B450C

Fattore di sicurezza parziale= 1,150

Resistenza caratteristica $f_{yk} = 450000,00$

Resistenza di calcolo $f_{yd} = 391304,30$

Valori limite deformazione: $\epsilon_{inf} = -0,01$ $\epsilon_{sup} = 0,01$

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-91104	-0,0035 (sez)	19490	0,01 (arm)
Mx	-9109	-0,0035 (sez)	8263	-0,0035 (sez)
My	-40402	0,01 (arm)	40261	0,01 (arm)

Sollecitazioni di progetto

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	0	0,00	0,00	7500	0

Verifiche

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1,1017	sezione

7. POZZO DI RECUPERO DELLA TESTA FRESANTE PR1

Il pozzo PR1, ha solamente lo scopo di recuperare la testa fresante, alla fine della perforazione in prossimità del confine di stato.

Le strutture portanti del pozzo saranno realizzate mediante la costruzione di una paratia in micropali affiancati e contrastati con centinature in acciaio che garantiscono il necessario sostegno della paratia durante le fasi di scavo.

7.1 Approcci di calcolo

L'analisi degli elementi è condotta secondo l'approccio 1, utilizzando le combinazioni previste dalla normativa per le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo (combinazioni STR tipo A1) e per quelle di tipo geotecnico (combinazioni GEO tipo A2). Secondo quanto indicato dalla norma al §2.4.1, Tab. 2.4.I [Nota 1], non è stata condotta la verifica sismica in quanto l'opera ha carattere provvisorio.

COMBINAZIONI SLU - STR

Combinazione di carico A1+M1+R1

Si sono considerate le azioni, permanenti e accidentali, incrementate rispetto al valore caratteristico secondo i rispettivi coefficienti moltiplicativi previsti dalle NTC2008. Di seguito si riportano i coefficienti adottati per i diversi tipi di carico:

- $\gamma_{G1} = 1.3$ per le azioni permanenti strutturali (es. spinta del terreno);
- $\gamma_{G2} = 1.5$ per le azioni accidentali (es. carichi stradali)
- $\gamma_M = 1$ coeff. riduttivo delle caratteristiche geotecniche del terreno

Per quanto riguarda la resistenza dei terreni, invece, si sono considerati i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei differenti strati.

COMBINAZIONI GEO

Combinazione di carico A2+M2+R1

Le azioni permanenti sono state considerate al valore caratteristico, mentre quelle accidentali sono state incrementate secondo il coefficiente $\gamma_{G2} = 1.3$.

Per quanto riguarda la resistenza dei terreni, invece, si sono considerati i parametri γ_M ridotti sulla base dei coefficienti riduttivi previsti:

- $\gamma_{\phi'} = 1.25$ per la tangente dell'angolo di attrito;
- $\gamma_{c'} = 1.25$ per la coesione efficace.

7.2 Carichi agenti sulla paratia

I carichi agenti sul muro sono costituiti da:

- Spinta dei terreni;
- Carico veicolare a tergo del muro, dovuto alla possibile presenza sulla sede stradale di mezzi in transito, schematizzato come un carico uniformemente distribuito di 2000 kg/m^2 su una fascia di 5 m di larghezza.

La spinta idrostatica non è stata considerata in quanto la falda è presente a profondità tali da non interessare le opere di progetto.

7.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Dal punto di vista geologico tecnico, il terreno è costituito da depositi alluvionali in prevalenza ghiaiosi per i quali sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici desunti dalle prove SPT realizzate durante la campagna geognostica condotta nel corso del 2011.

1. Dati base terreno
Nome
Descrizione

2. Comportamento terreno
 Sabbia Limo
 Argilla Roccia

3. Condizioni iniziali argilla
 Non drenato Drenato

A. Generale B. Resistenza C. Moduli in fase elastica D. Aderenza

4. Pesì specifici - Densità
 γ_f kN/m³ γ_{Sec} kN/m: γ_w

5. Parametri resistenza e coefficiente di Poisson
 c' kPa ϕ'
 S_u kPa ϕ_{cv}'
 ν ϕ_{picco}

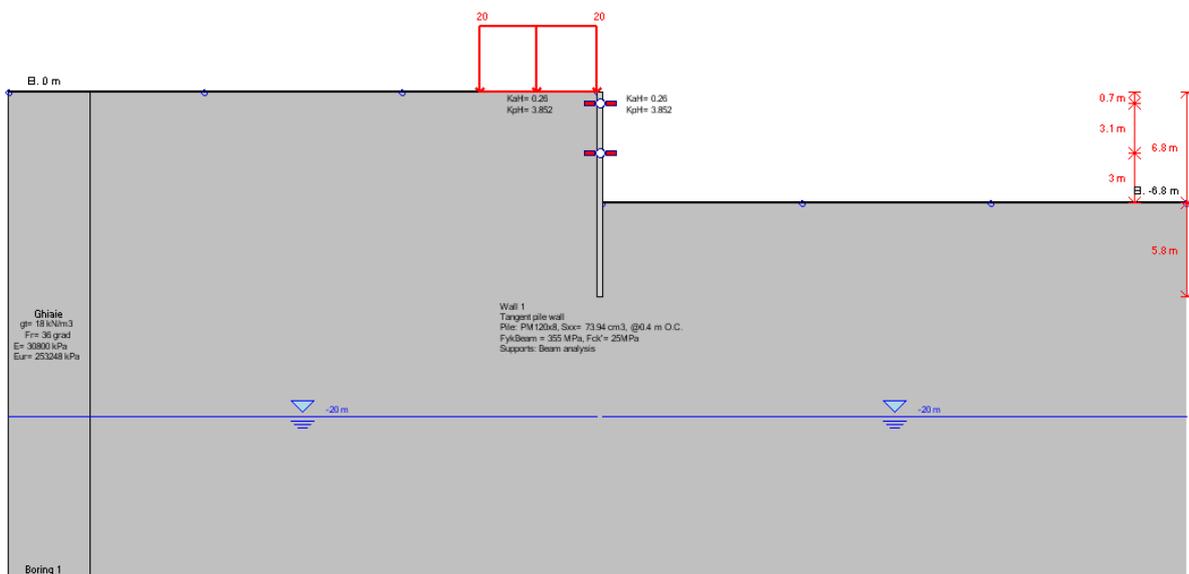
6. Permeabilità
 K_x m/sec K_z m/sec

7.4 Caratteristiche paratia

La paratia è costituita da micropali $\phi 22\text{cm}$ realizzati ad interasse di 40 cm ed armati con tubo in acciaio $\phi 120\text{mm}$ $s_p=8\text{mm}$. La lunghezza dei pali è di 12,60 m, mentre la profondità di scavo massima è di circa 6,8 m dal p.c. La paratia è inoltre sostenuta da due ordini di contrasti realizzati con profili in acciaio alla profondità di 0.7 m e 3.8 m dalla sommità della paratia.

7.5 Modello di calcolo

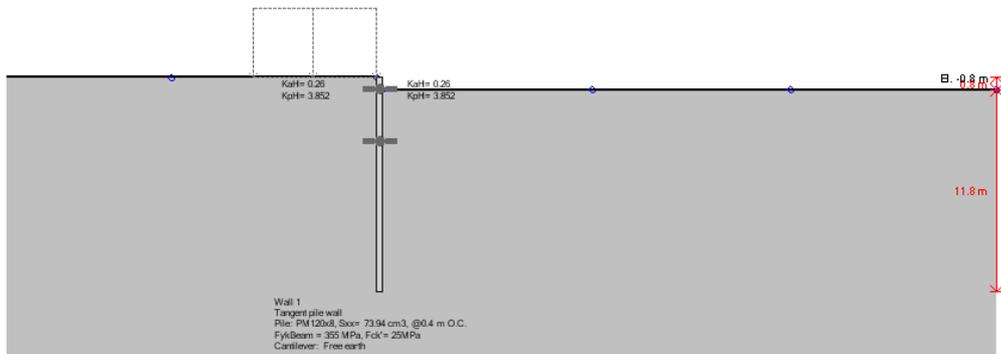
Per il dimensionamento dell'opera paratia utilizzato il software "Paratie Plus" della DEEP-EXCAVATION, che è un software geotecnico agli elementi finiti per analisi non lineare di opere di sostegno flessibili.



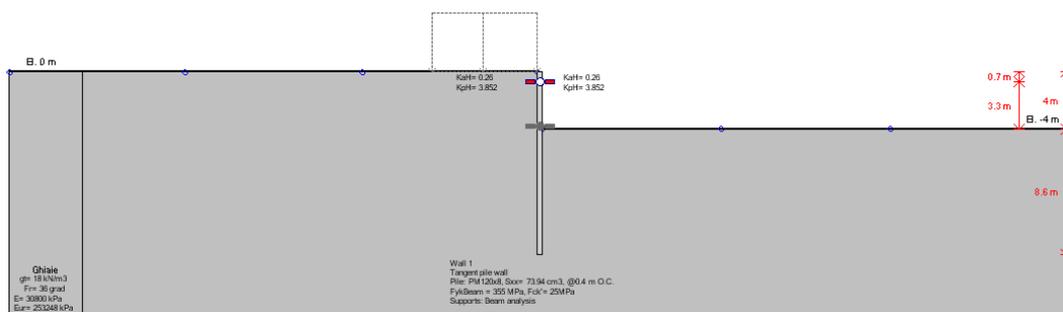
7.6 Step di calcolo

La realizzazione della paratia prevede le seguenti fasi costruttive:

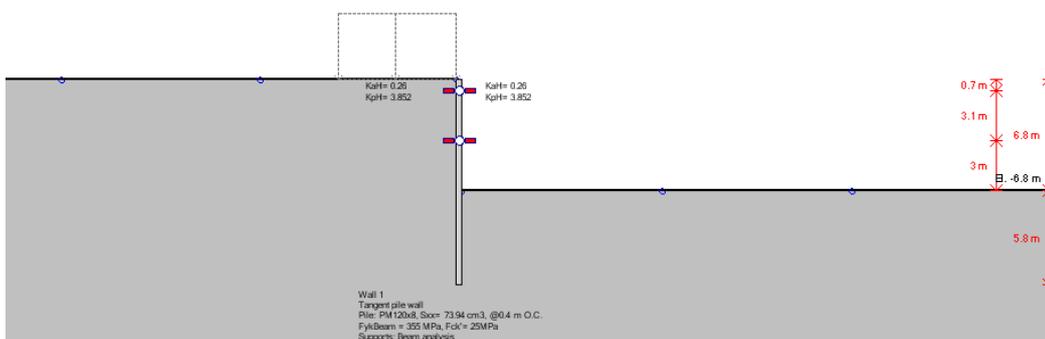
- Realizzazione dei micropali della lunghezza $L = 12,60$ m;
- Scavo fino alla quota di $-1,00$ m da p.c. e posa delle travi di ripartizione e degli elementi di contrasto a quota $-0,70$ m dalla sommità della paratia;



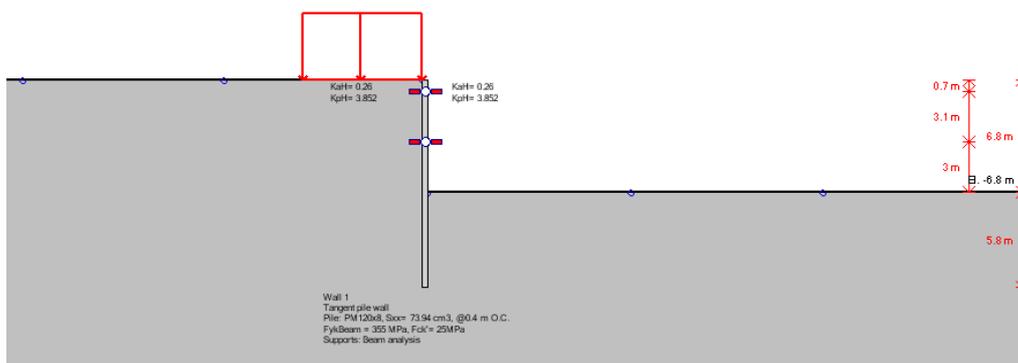
- Scavo fino a quota -4.00 m dal p.c. e posa in opera del secondo livello di contrasti;



- Scavo fino a quota -6.80 m dal p.c.;



- Passaggio autoveicoli;



7.7 Sollecitazioni e verifiche di resistenza

Di seguito si riportano i risultati in termini di sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo.

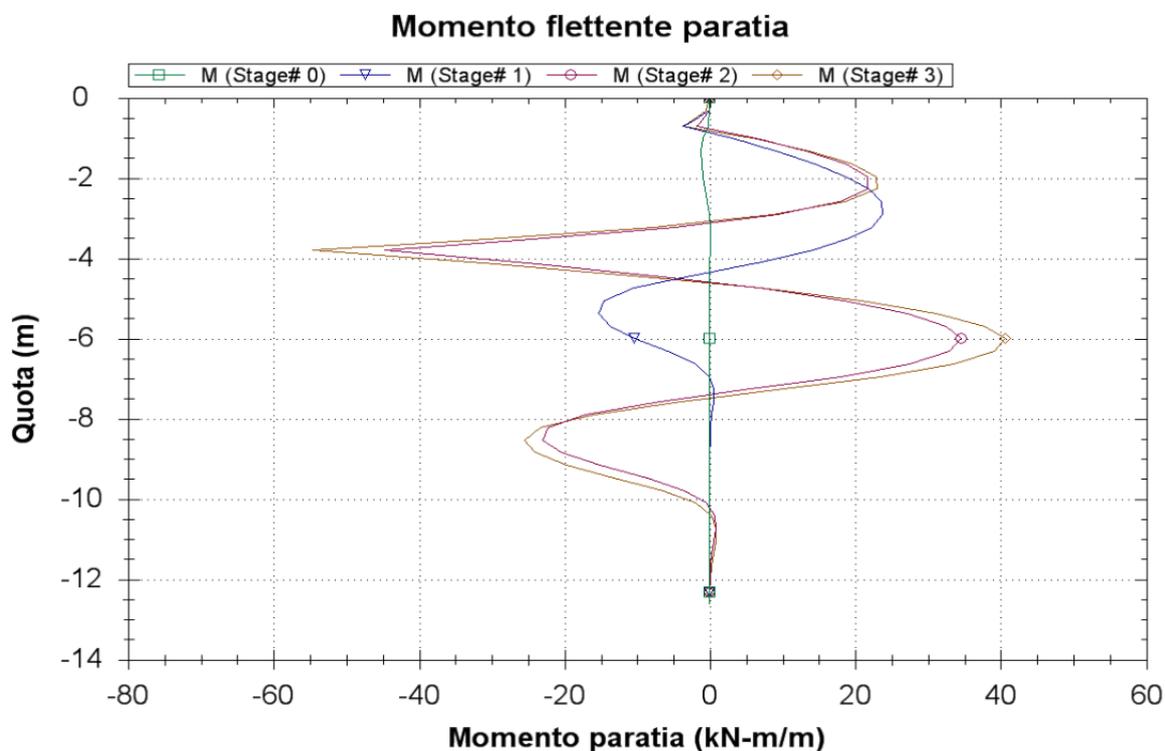


Fig 5 - Momento flettente agente nella paratia nella combinazione A1+M1 nelle diverse fasi

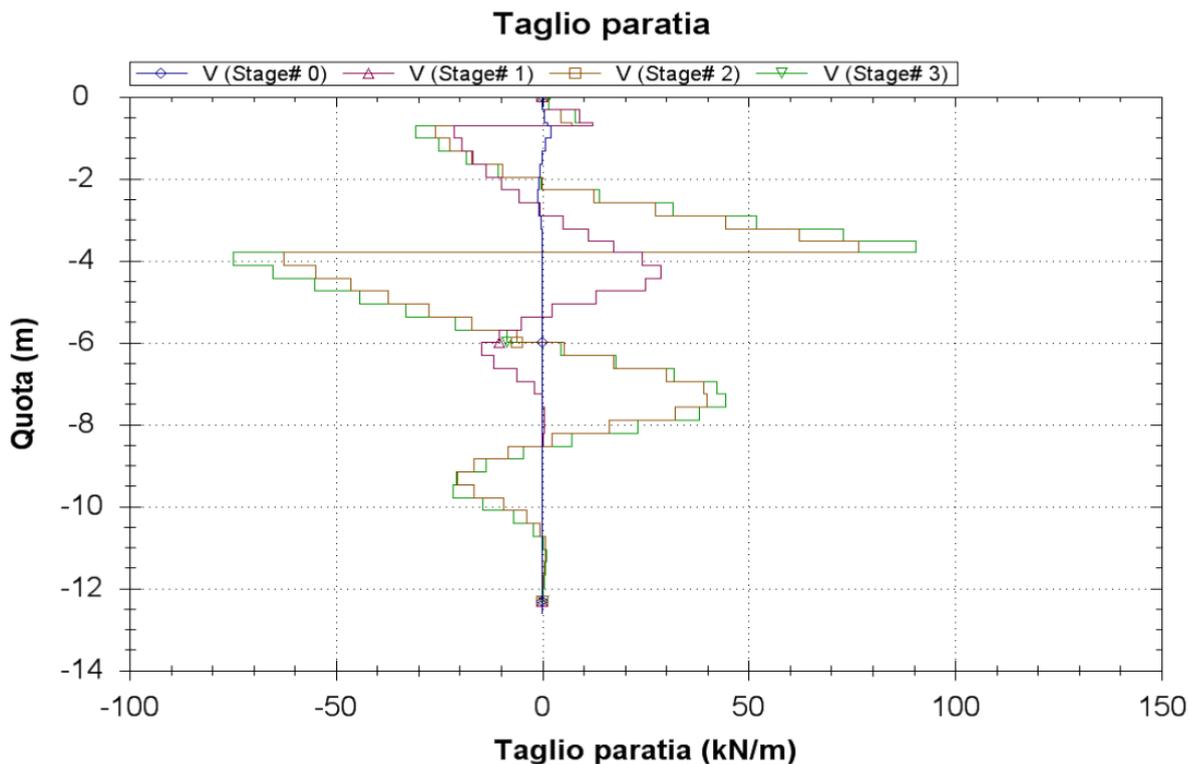


Fig 6 - Andamento del taglio agente nella paratia nella combinazione A1+M1 nelle diverse fasi

7.7.1 Verifiche a flessione e taglio

Il massimo momento agente nella paratia è pari a 40.55 kN·m/m, mentre il taglio alla quota corrispondente vale 8,6 kN. Di seguito si riporta la verifica riferita al singolo palo, secondo quanto prescritto dalla normativa al punto 4.2.4.1.2:

$$\left(\frac{M_y}{W_y}\right)^2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}\right)^2$$

$$\left(\frac{162200}{73.9}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{344}{28.1}\right)^2 \leq \left(\frac{3550}{1.05}\right)^2 \Rightarrow 2194 \text{ kg/cm}^2 \leq 3380 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica delle tensioni ideali è quindi soddisfatta.

8. POZZO DI RECUPERO DELLA TESTA FRESANTE PR2

8.1 Premesse

Il pozzo di recupero della testa fresante denominato PR2 sarà realizzato con elementi gettati in opera fatti che saranno poi fatti affondare nel terreno asportando progressivamente il terreno dall'interno del manufatto. Le pareti laterali del manufatto avranno uno spessore di 60 cm, mentre l'altezza complessiva dell'elemento interrato è di circa 9,0 m.

Una volta raggiunta la quota di progetto, sul fondo del cassone verrà realizzata una soletta di fondo dello spessore di 50 cm. Anche la parte sommitale verrà chiusa con una soletta superiore che ha la funzione di sostenere il peso del ricoprimento e dei carichi accidentali dovuti al traffico degli autoveicoli.

Dal punto di vista del calcolo le due diverse fasi corrispondono a due differenti schemi statici:

- Fase di affondamento del manufatto;
- Fase in esercizio dopo la realizzazione della platea di fondo e della soletta superiore.

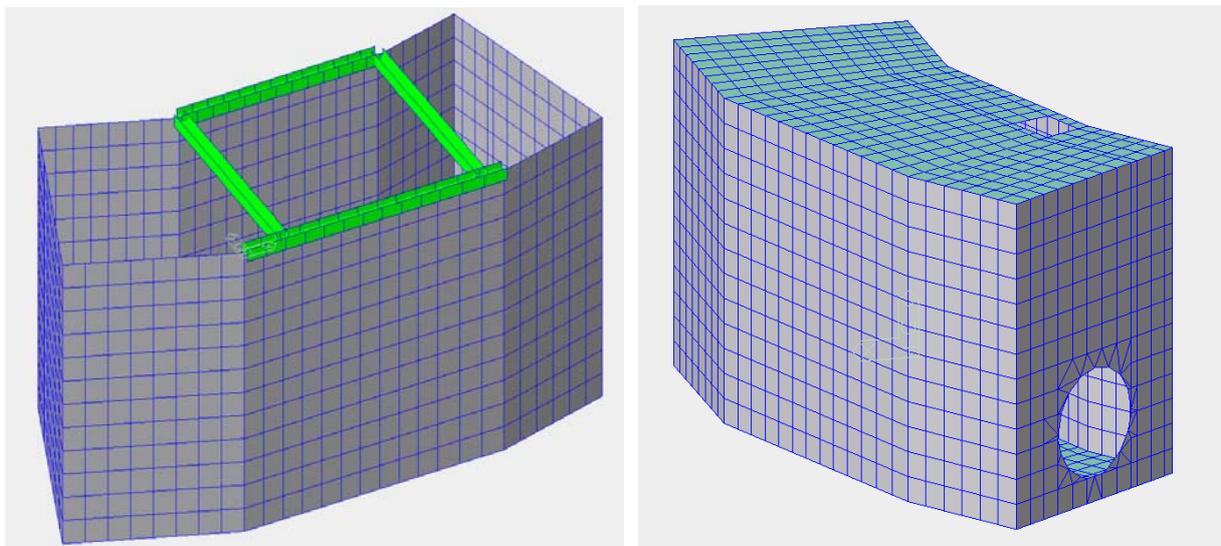


Fig 7 - Schemi grafici del modello agli elementi finiti nella fase di infissione e nella fase di esercizio

Come si nota dalla precedente immagine di sx, durante la fase di messa in opera dell'elemento autoaffondante, al fine di contenere le sollecitazioni agenti nelle membrature è opportuno realizzare alcune puntellature con travi HEB300 in acciaio S355.

8.2 Analisi dei carichi

- Peso proprio: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Carico permanente agente sulla soletta di copertura dovuto alla presenza di un ricoprimento dello spessore di circa 1,20 m.

$$\gamma_{\text{ricoprimento}} = 19 \text{ kN/m}^3;$$

$$P_{\text{perm}} = 19 \times 1,20 = 22,8 \text{ kN7m}^2;$$

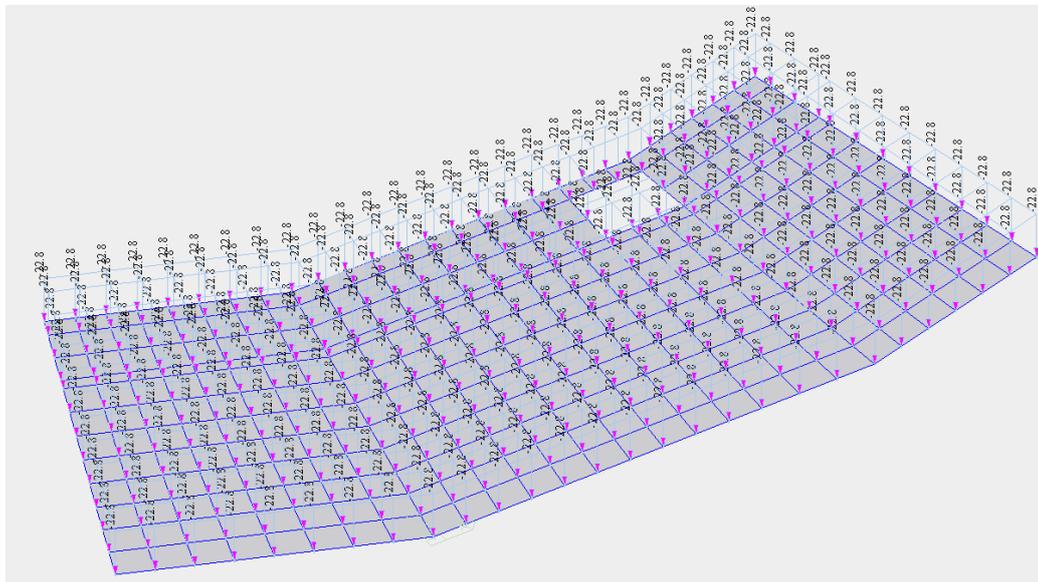


Fig 8 - rappresentazione schematica del carico permanente dovuto al ricoprimento di terreno

- Spinta del terreno agente sulle pareti del pozzo:

$$\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3;$$

Per la valutazione delle spinte orizzontali si è fatto riferimento alla spinta a riposo, adottando un valore dell'angolo di attrito per i sedimenti ghiaiosi pari a 36° , il coefficiente di spinta a riposo diventa: $K_0 = 1 - \sin\phi = 0.41$

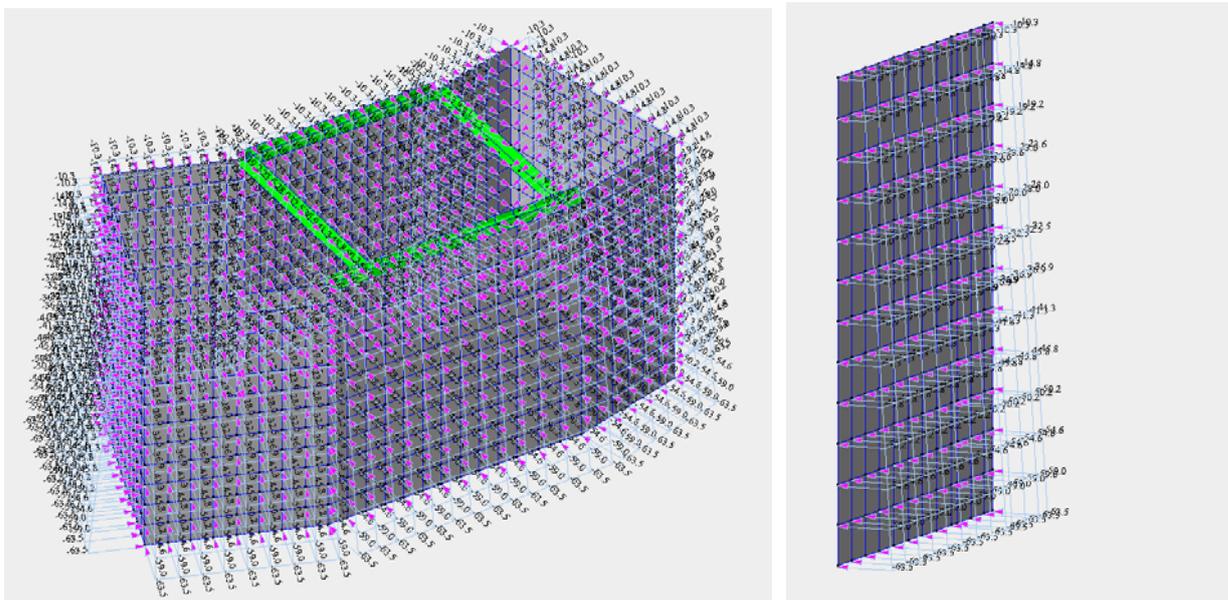
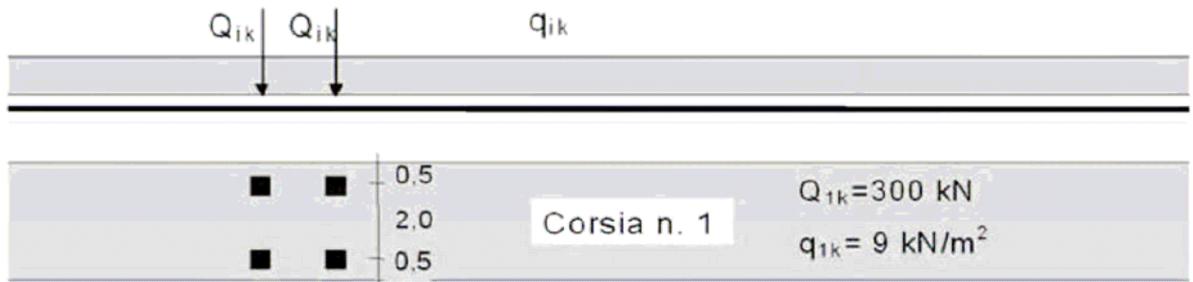


Fig 9 - rappresentazione schematica delle spinte del terreno

- Carichi accidentali da traffico per ponti di prima categoria:



Di seguito si riporta il calcolo del carico distribuito in asse alla soletta superiore, tenendo conto del ricoprimento del terreno effettivamente presente.

$$Q_{1k} = 600 / (4,3 \times 5,1) = 27,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{1k} = 9 / 4,5 = 6 \text{ kN/m}^2$$

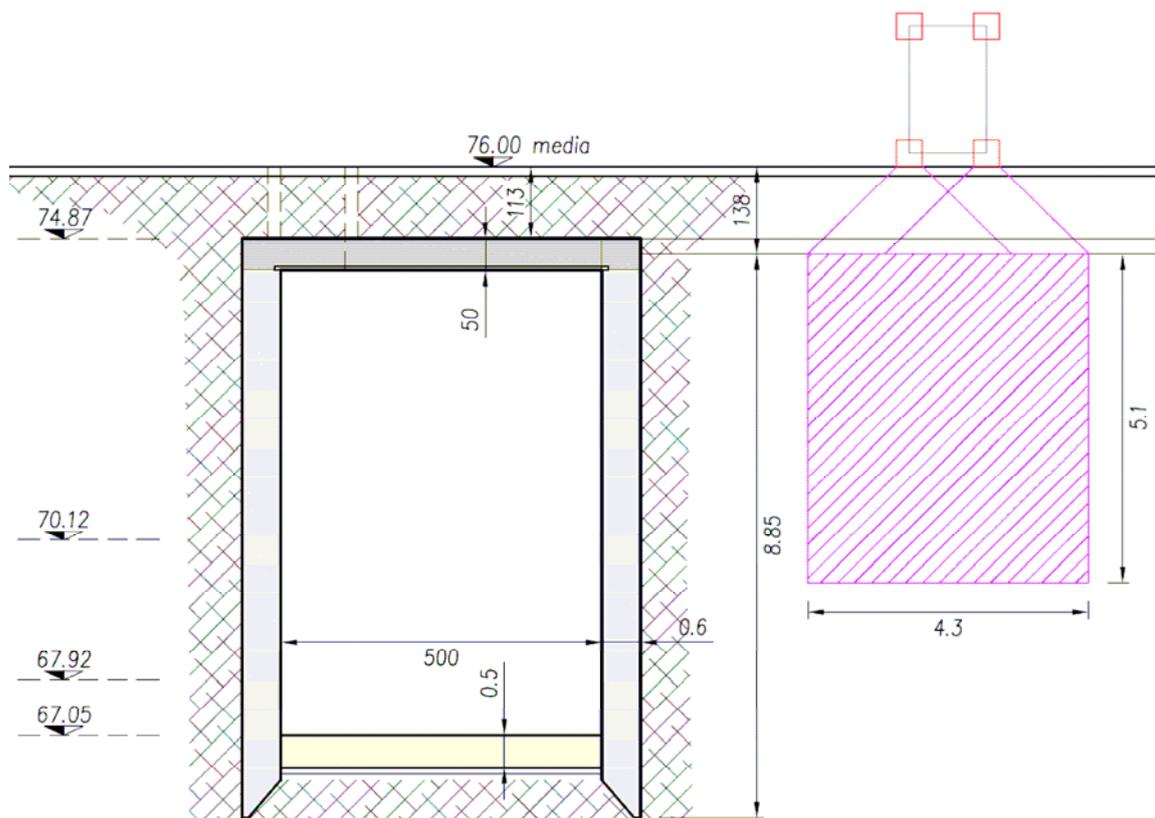


Fig 10 - schema di diffusione dei carichi

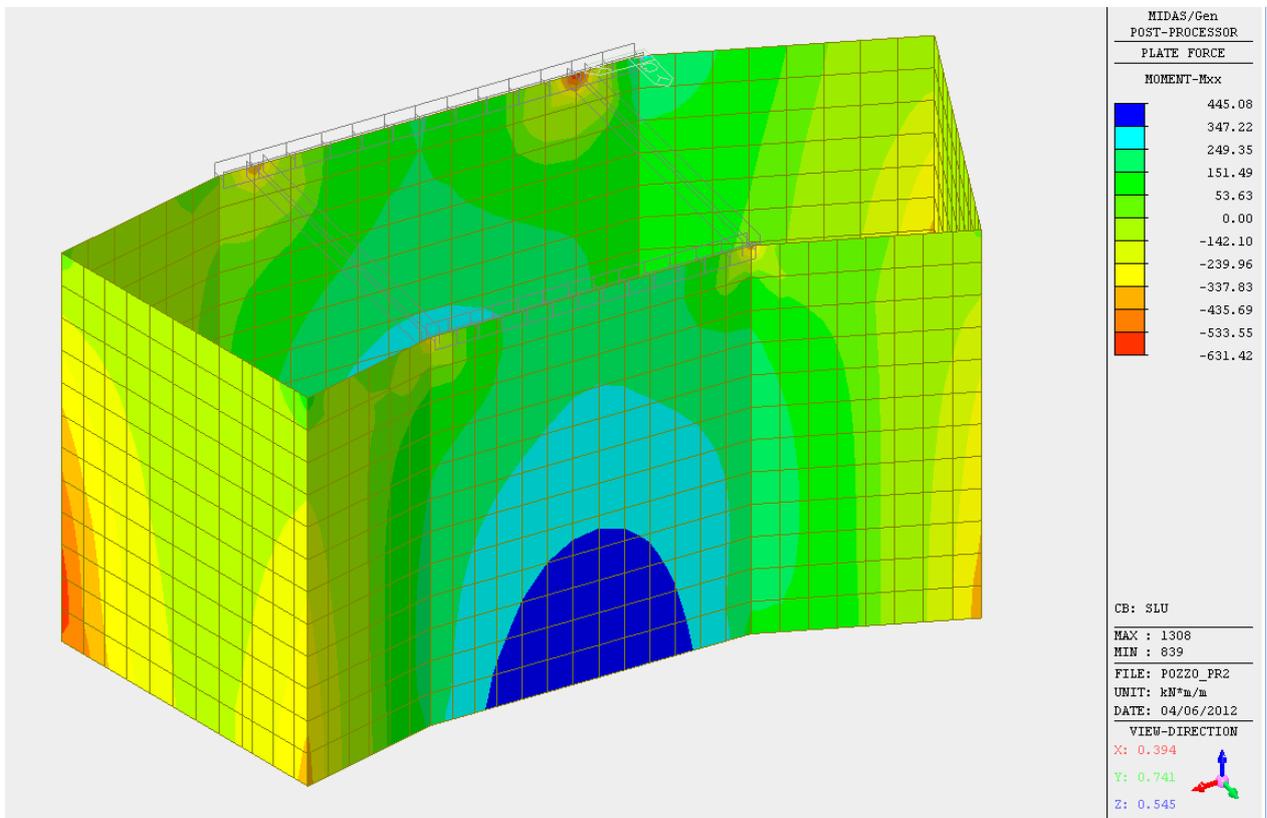
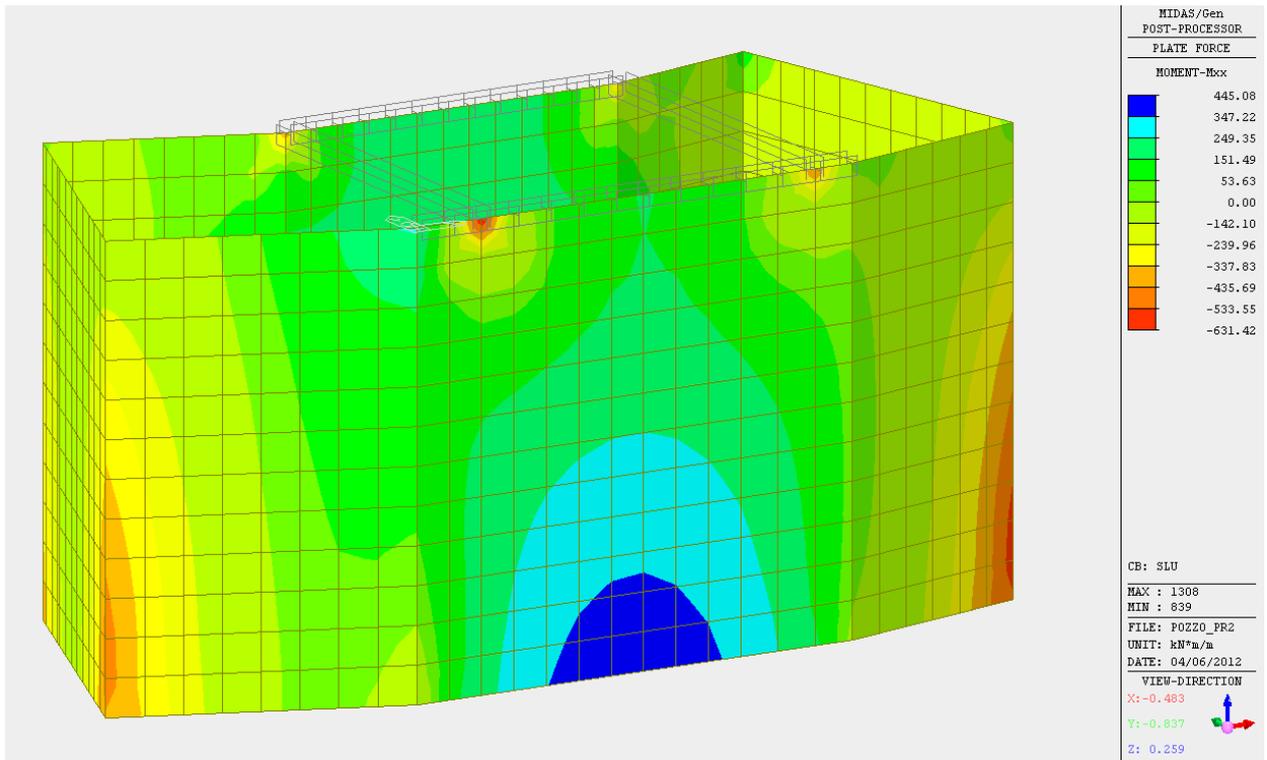


Fig 13 - Andamento delle sollecitazioni di flessione in direzione X-X durante le fasi di scavo

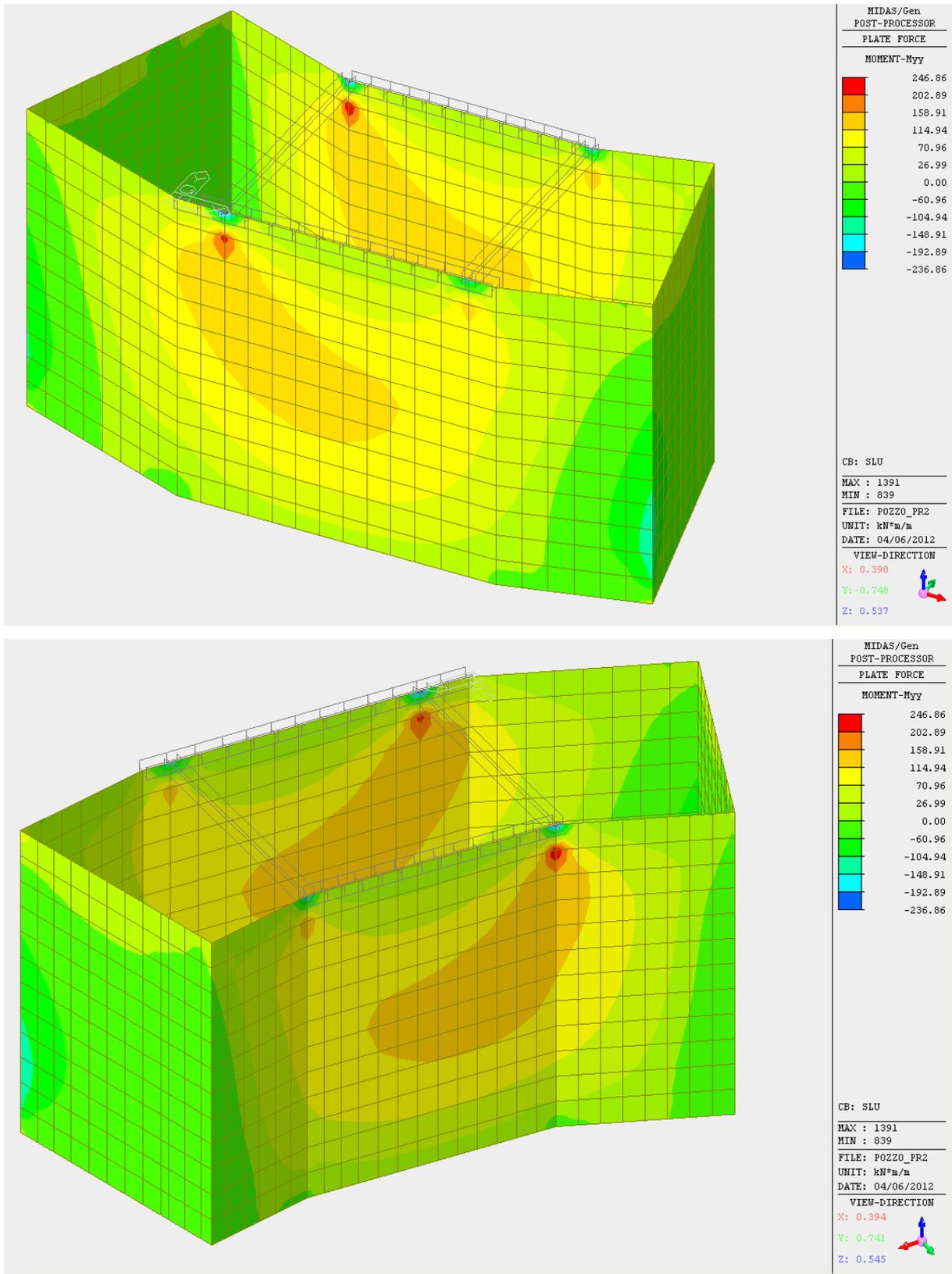


Fig 14 - Andamento delle sollecitazioni di flessione in direzione Y-Y durante le fasi di scavo

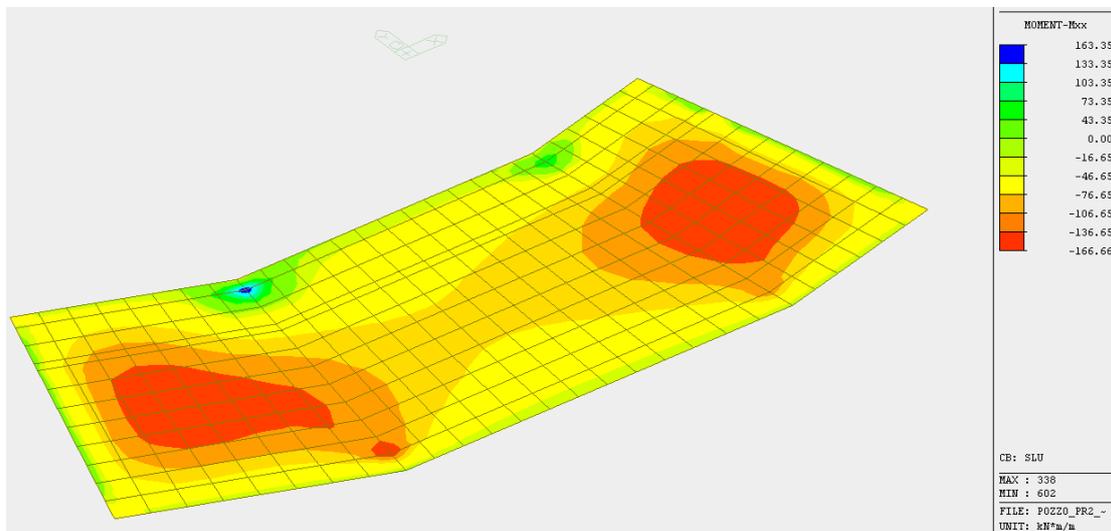
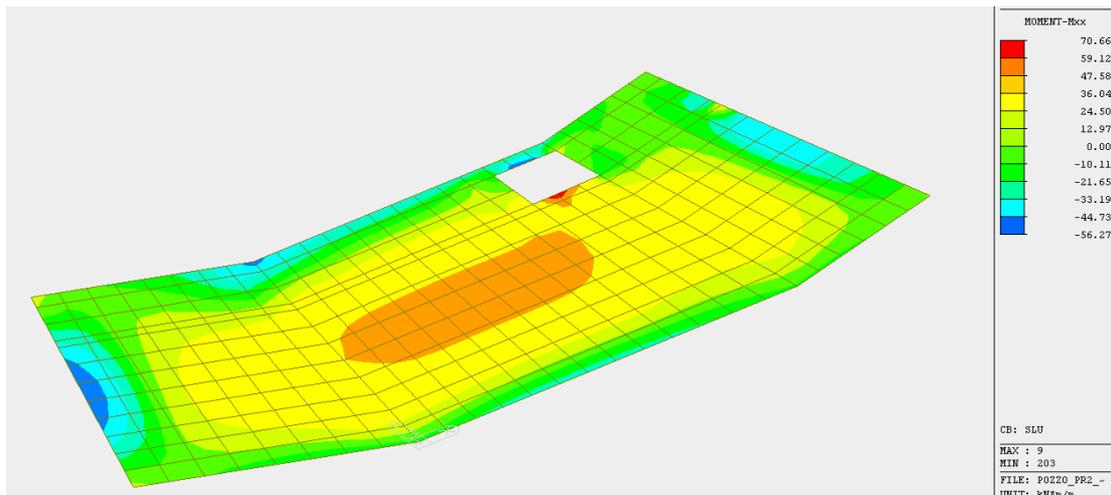
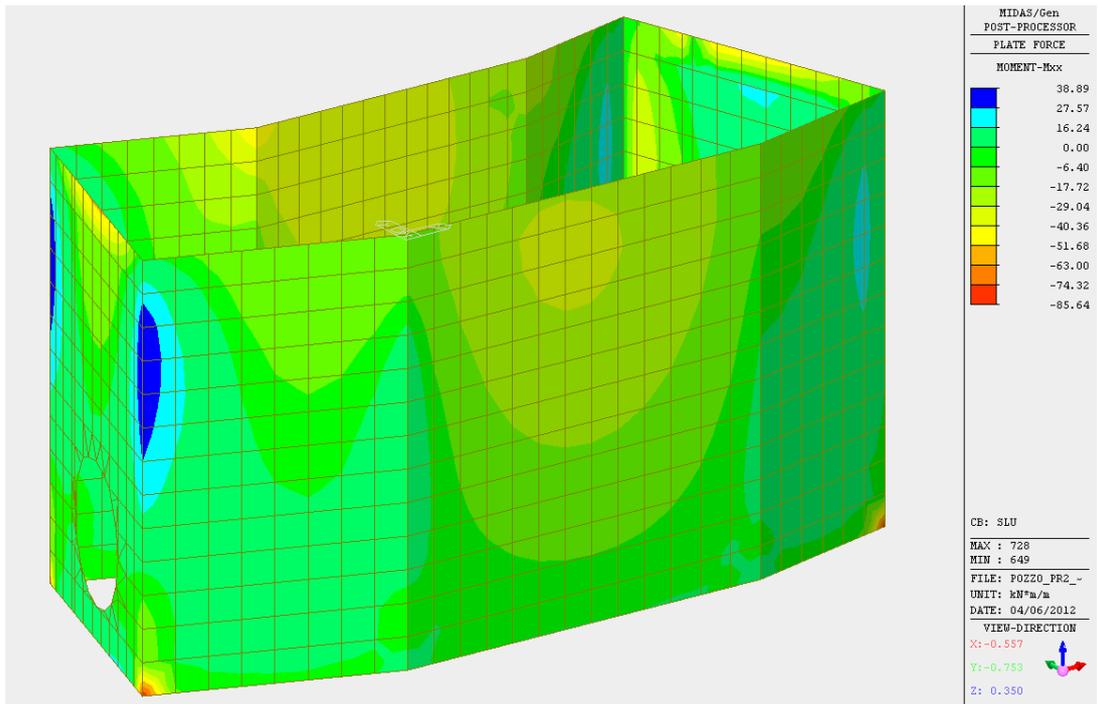


Fig 15 - Andamento delle sollecitazioni di flessione in direzione X-X in fase di esercizio

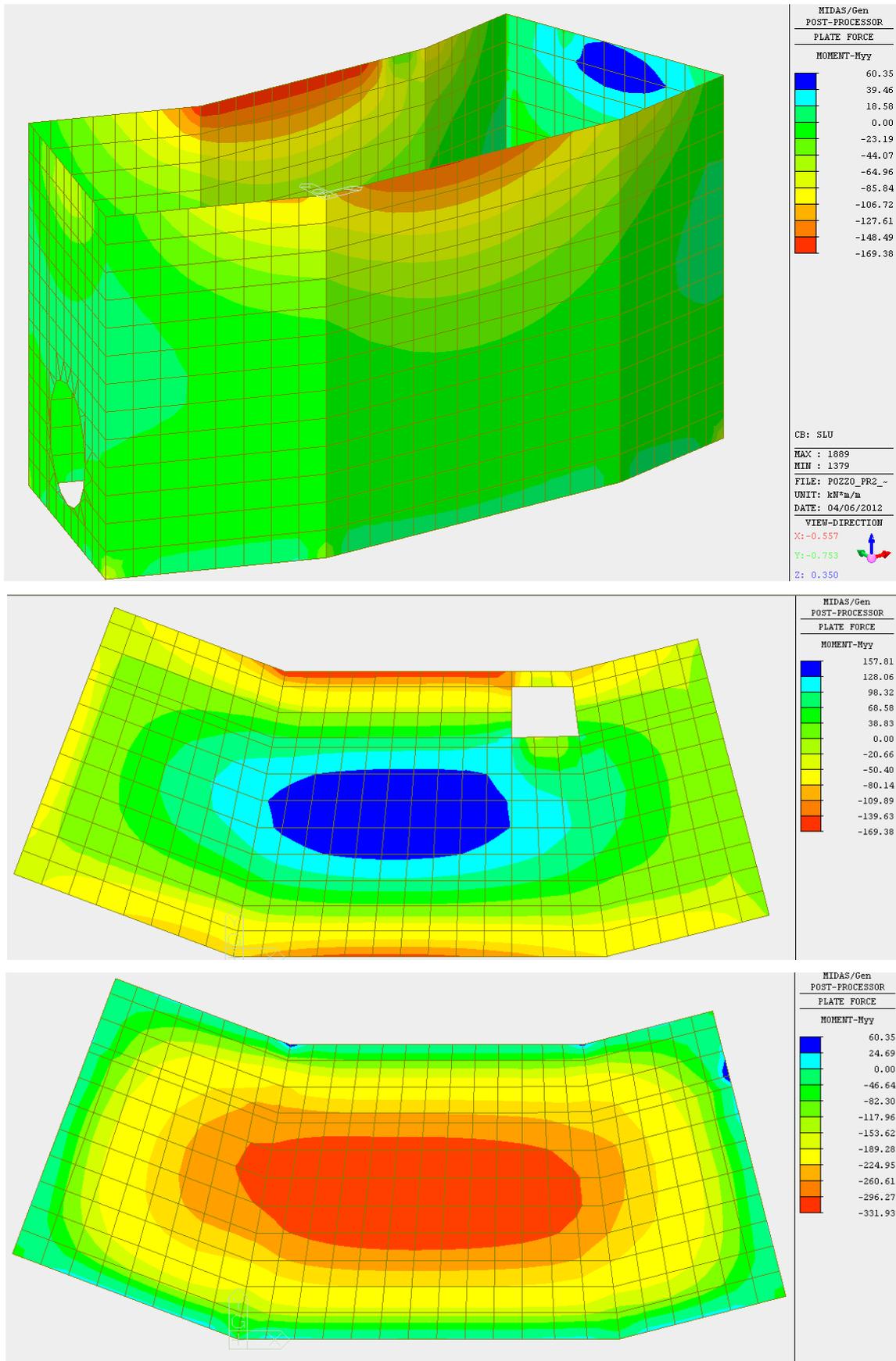


Fig 16 - Andamento delle sollecitazioni di flessione in direzione Y-Y in fase di esercizio

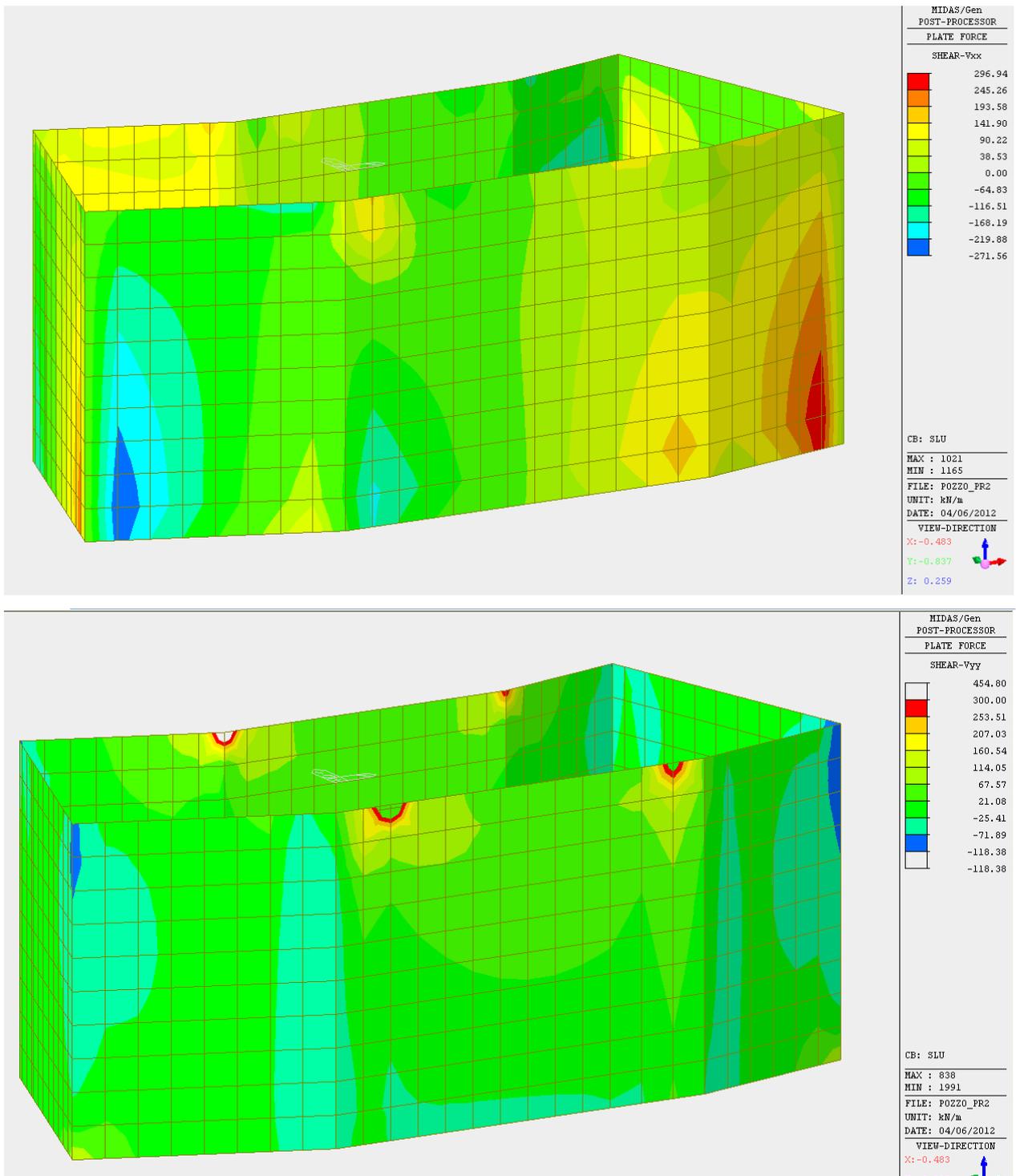


Fig 17 - Andamento delle sollecitazioni di taglio in direzione X-X e Y-Y in fase di affondamento del cassone in cls

8.4 Verifiche a flessione allo stato limite ultimo

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle diverse membrature.

Titolo : verifica pareti laterali momento Mxx positivo

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	5
			2	25.76	55

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Barre
 N° ϕ

 As Calcola
 Inserisci

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Titolo : verifica pareti verticali momento Mxx neg negli angoli

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	32.67	5
			2	15.71	55

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Barre
 N° ϕ

 As Calcola
 Inserisci

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Titolo : verifica pareti verticali momento Myy positivo

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	55

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

Barre
 N* ϕ

 As Calcola
 Inserisci

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 40.83 ‰
 d 55 cm
 x 4.342 x/d 0.07895
 δ 0.7

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Titolo : verifica pareti verticali momento Myy negativo

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	55

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

Barre
 N* ϕ

 As Calcola
 Inserisci

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 40.83 ‰
 d 55 cm
 x 4.342 x/d 0.07895
 δ 0.7

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Titolo : verifica soletta superiore a momento Mxx positivo in campata

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	45

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 32.75 ‰
 d 45 cm
 x 4.344 x/d 0.09654
 δ 0.7

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

Barre
 N° ϕ

 As Calcola
 Inserisci

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

Titolo : verifica soletta superiore a momento Mxx negativo all'appoggio

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	45

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 32.75 ‰
 d 45 cm
 x 4.344 x/d 0.09654
 δ 0.7

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

Barre
 N° ϕ

 As Calcola
 Inserisci

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

Titolo : verifica soletta superiore a momento Myy positivo

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	15.08	45

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

Barre
 N° ϕ

 As

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Calcoli

 L₀ cm
 Precompresso

Titolo : verifica soletta superiore a momento Myy negativo all'appoggio

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.08	5
2	10.05	45

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

Barre
 N° ϕ

 As

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Calcoli

 L₀ cm
 Precompresso

Titolo : verifica soletta inferiore a momento Mxx negativo in campata

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	45

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

Barre
 N° ϕ

 As Calcola
 Inserisci

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 32.75 %
 d 45 cm
 x 4.344 x/d 0.09654
 δ 0.7

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

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

Titolo : verifica soletta inferiore a momento Myy negativo in campata

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.73	5
2	10.05	45

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

Barre
 N° ϕ

 As Calcola
 Inserisci

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 22.65 %
 d 45 cm
 x 6.023 x/d 0.1338
 δ 0.7

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

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

8.5 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

Di seguito si riporta la verifica a taglio nella sezione maggiormente sollecitata da cui si può concludere che non è necessario predisporre un'apposita armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO secondo N.T.C. 2008 (paragrafo 4.1.2.1.3)	ver. CAT 16032012
Pozzo di recupero della fresa PR2	

Calcestruzzo:				
Classe			25/30	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}		30	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$		24.9	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	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	=	14.1	N/mm ²
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$	=	2.6	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$	=	1.8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.2	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		50	mm
Altezza utile	$d = h - c$	=	550	mm
Braccio di leva	$z = 0,9 d$	=	495	mm
Area dell'armatura longitudinale	$5 \phi 24$	A_{s1}	2262	mm ²
Area dell'armatura longitudinale aggiuntiva	$5 \phi 16$	A_{s2}	1005	mm ²
Rapporto di armatura	$\rho_l = A_{s1} / (b_w d)$	< 0,02	= 0.0059	
Valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione	N_{Ed}		330000	N
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$	=	0.6	N/mm ²
	$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$	=	1.60	
	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	=	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}	$(0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$	= 305,086	N
		$? (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$	240,332	N
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}		260,000	N
Essendo $V_{Ed} < V_{Rd}$ non è richiesta armatura a taglio				

9. VERIFICHE STRUTTURALI VIA CATTERINI

9.1 Premesse

Il presente progetto, sulla base delle verifiche idrauliche, prevede la demolizione della soletta di copertura del collettore del Corno, lungo il tratto parallelo a Via dei Catterini ed il suo rifacimento dopo aver realizzato un soprizzo di circa 60 cm della quota di intradosso.

Eseguita la demolizione della soletta, sarà eseguito un innalzamento dei piedritti, e poi la realizzazione di una nuova soletta con elementi autoportanti in c.a.p..

9.2 Definizione del modello di calcolo

Il modello di calcolo della soletta è stato in questa fase schematizzato come una trave in semplice appoggio di larghezza unitaria e luce pari a 5 m soggetta ai soli carichi verticali.

Tale schematizzazione, seppur semplificata, è comunque cautelativa ed a favore di sicurezza.

9.3 Analisi dei carichi

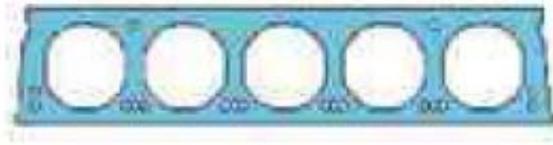
I carichi agenti sulla soletta sono costituiti da:

- Peso proprio : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
$$PP = 0.2275 \text{ m}^2/\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5.7 \text{ kN/m}^2$$
- Spinta del terreno:
Sopra la soletta si prevede di riportare uno strato di circa 50 cm di terreno per realizzare la rinaturalizzazione dell'opera.
 $\gamma_c = 18 \text{ kN/m}^3$;
$$PP = 0.5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN/m}^2$$
- Azioni dovute al transito degli autoveicoli
Per quanto riguarda le azioni accidentali, si ipotizza che la nuova soletta debba supportare il peso dei mezzi utilizzati per gli sfalci e la manutenzione del verde.
Cautelativamente è stato assunto un carico distribuito di 30 kN/m^2 .

Complessivamente il carico è pari a: $5.7 + 9 + 30 = 44.7 \text{ kN/m}^2$

9.4 Verifiche

Tale carico può essere sostenuto utilizzando degli elementi alveolari autoportanti in c.a.p. tipo "precovela" di altezza pari a 26,5 cm.



A _s [cm ²]	Cod.	LUCE [m]										
		4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	8,50	9,00	9,50
3,12	VB01	21,83	16,84	13,20	10,46	8,35	6,68	5,35	4,26	3,37	2,62	1,98
3,94	VB02	28,17	21,93	17,38	13,95	11,30	9,22	7,55	6,18	5,07	4,13	3,34
4,76	VB03	33,55	26,29	20,98	16,98	13,90	11,48	9,53	7,94	6,62	5,51	4,58
5,58	VB04	38,38	30,17	24,17	19,65	16,17	13,43	11,22	9,43	7,95	6,72	5,68
7,44	VB05	48,88	38,61	31,10	25,45	21,09	17,66	14,91	12,67	10,82	9,28	7,98
10,23	VB06	58,52	46,34	37,44	30,74	25,58	21,51	18,25	15,59	13,40	11,58	10,03

