ITEC engineering

COMUNE DI GENOVA

Committente:

Titolo:

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEI RIVI MAROTTO E MONFERRATO A GENOVA MULTEDO

Livello di Progetto:
Definitivo

Oggetto:

Strutture da Via Ronchi a sbocco a mare

-Relazione tecnica descrittiva

-Relazione sui materiali

-Relazione strutturale

-Relazione sull'attendibilità dei risultati

Codice Progetto:
P072-14

Nome File:
P072-14-D-RE-STR-004-A

Firme:





Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	PRIMA EMISSIONE	MAN	31/07/18	PM/DG	31/07/18

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690
www.itec-engineering.it

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA

efca FIDIC

Sistema Certificato UNI EN ISO 9001
SC 10-2588/IAF 34

E' vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 RELAZIONE DESCRITTIVA 1

1.1 PREMESSA 1
1.1.1 Inquadramento generale 1
1.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 1
1.2.1 Ponte su Via Ronchi e relativa sottostruttura 2
1.2.2 Canale a cielo aperto da via Ronchi ad area portuale 3
1.2.3 Scatolare all'interno dell'area portuale 3

2 RELAZIONE SUI MATERIALI 5

2.1 OPERE IN C.A. 5
2.1.1 Acciaio d'armatura 5
2.1.2 Conglomerato cementizio 5
2.2 OPERE IN ACCIAIO 6
2.3 MICROPALI I.G.U. 6
2.3.1 Malta per micropali 6
2.3.2 Acciaio micropali 6

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 7

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI 7
3.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI 7
3.2.1 Vita nominale e classe d'uso 7
3.2.2 Analisi dei carichi 7
3.2.3 Azione sismica 8
3.3 SCELTE PROGETTUALI 9
3.3.1 Classi di esposizione – copriferro 9

4 RELAZIONE STRUTTURALE 10

4.1.1 Paratie provvisorie 10
4.1.1.1.1 Schematizzazione dei cordoli e delle paratie 10
4.1.1.1.2 Schematizzazione del terreno 11
4.2 COMBINAZIONI DI CARICO 11
4.2.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU) 11
4.2.2 Combinazioni sismiche 13
4.2.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE) 13
4.3 VERIFICHE SVOLTE 14
4.3.1 Strutture in c.a. 14
4.3.2 Ponte su via Ronchi 14
4.3.3 Paratia 14
4.3.4 Sintesi dei risultati ottenuti 15

5 VERIFICHE STRUTTURALI 16

5.1 PONTE SU VIA RONCHI 16
5.1.1 Caratterizzazione delle azioni 16
5.1.1.1 Analisi dei carichi 16
5.1.1.2 Variazioni termiche 16

5.1.1.3 Viscosita e ritiro 16
5.1.1.4 Azioni da traffico 16
5.1.1.5 Verifica a fatica 18
5.1.1.6 Azione del vento 18
5.1.1.7 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione 18
5.1.1.8 Azione sismica 18
5.1.2 Caratteristiche sezione 19
5.1.3 Sollecitazioni SLU 20
5.1.3.1 Verifica flessionale 20
5.1.3.2 Verifica taglio 21
5.1.3.3 Verifica stabilità flesso torsionale travi 21
5.1.4 Sollecitazioni SLE 22
5.1.4.1 Verifica tensioni calcestruzzo 22
5.1.4.2 Verifica fessurazione 23
5.1.4.3 Verifica deformabilità 24
5.1.5 Verifica a fatica 25
5.2 SCATOLARE SOTTO VIA RONCHI 27
5.2.1 Caratterizzazione delle azioni 27
5.2.1.1 Analisi dei carichi 27
5.2.1.2 Variazioni termiche 27
5.2.2 Viscosità e ritiro 28
5.2.2.1 Azioni della sovrastruttura 28
5.2.2.2 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione 28
5.2.2.3 Azione del vento 28
5.2.2.4 Azione sismica 28
5.2.2.5 Spinta delle terre 28
5.2.3 Verifiche SLU-SLV 29
5.2.4 Verifiche SLE 32
5.2.4.1 Verifica tensionale 34
5.2.4.2 Verifica fessurazione 35
5.2.5 Portanza fondazione 37
5.3 PARATIA SU VIA RONCHI 38
5.3.1 Risultati analisi di stabilità 39
5.4 CANALE TRATTO SEZ. 4-5 – INTERFERENZA IMPIANTI 42
5.4.1 Caratterizzazione delle azioni 43
5.4.1.1 Analisi dei carichi 43
5.4.1.2 Spinta delle terre 43
5.4.2 Verifiche SLU-SLV 45
5.4.2.1 Parete in sponda destra 45
5.4.2.2 Nervature fondazione 50
5.4.2.3 Parete in sponda sinistra 51
5.4.3 Verifiche SLE 54
5.4.3.1 Parete in sponda destra 54
5.4.3.2 Verifica tensionale 55
5.4.3.3 Verifica fessurazione 57
5.5 CANALE TRATTO SEZ. 2-4 58
5.5.1 Caratterizzazione delle azioni 59
5.5.1.1 Analisi dei carichi 59

5.5.1.2 Spinta delle terre *59*
5.5.2 Verifiche SLU-SLV 61
5.5.3 Verifiche SLE 63
5.5.3.1 Verifica tensionale *64*
5.5.3.2 Verifica fessurazione *65*
5.5.4 Portanza fondazione 67
5.6 SCATOLARE AREA PORTUALE 68
5.6.1 Analisi dei carichi 69
5.6.1.1 Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2 ..... *69*
5.6.1.2 Spinta delle terre *69*
5.6.2 Verifiche SLU-SLV 70
5.6.3 Verifiche SLE 73
5.6.3.1 Verifica tensionale *75*
5.6.3.2 Verifica fessurazione *76*
5.6.4 Portanza fondazione 78
5.7 PARATIA AREA PORTUALE 79
5.7.1 Risultati analisi di stabilità 80
5.8 OPERE PROVVISIONALI 83
5.8.1 TRAVI METALLICHE PROVVISORIEVIA RONCHI 83
5.8.1.1 Analisi dei carichi *84*
5.8.1.2 Verifiche resistenza *84*
5.8.1.3 Verifica deformabilità *85*
5.8.2 STRUTTURA DI RACCORDO CON CANALE ESISTENTE 86
5.8.2.1 Caratterizzazione delle azioni *87*
5.8.2.1.1 Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2 87
5.8.2.1.2 Azione sismica 87
5.8.2.1.3 Spinta delle terre 87
5.8.2.2 Verifiche SLU *88*
5.8.2.2.1 Parete 88
5.8.2.2.2 Fondazione 89
5.8.3 BY-PASS ZONA PORTUALE 90
5.8.3.1 Travi metalliche *91*
5.8.3.2 Analisi dei carichi *91*
5.8.3.3 Sollecitazioni trave *91*
5.8.3.4 Verifica di instabilità flesso-torsionale *93*
5.8.3.5 Verifica lamiera *93*
5.8.3.6 Verifica deformabilità *94*

6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO 95

6.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA 95
6.1.1 Strutture in c.a. e acciaio 95
6.1.2 Paratie 95
6.1.2.1 Caratteristiche del modello *95*
6.1.2.1.1 Introduzione 95
6.1.2.1.2 Schematizzazione della paratia 95
6.1.2.2 Schematizzazione del terreno *95*
6.2 VERIFICHE SVOLTE 96

6.2.1 Strutture in c.a. 96
6.2.2 Paratie 96
6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO....96
6.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO....97
6.4.1 Strutture in c.a. e acciaio 97
6.4.2 Scatolari in C.A. 97
ALLEGATI 99
PARATIA SU VIA RONCHI....99
PARATIA AREA PORTUALE....99

1 RELAZIONE DESCRITTIVA

1.1 PREMESSA

La presente relazione tecnica viene redatta nell'ambito del progetto esecutivo inerente gli *interventi di adeguamento delle sezioni d'alveo del Rio Marotto e del Rio Monferrato tra viale Villa Gavotti e lo sfocio a mare* da effettuarsi nel Comune di Genova.

La tombinatura in progetto attraversa Via Merano, prosegue tra gli edifici delle ex fonderie Multedo in destra ed altri capannoni in sinistra, dove riceve anche le acque del Monferrato, sottopassa il fascio di binari della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia e infine, dopo un breve tratto a cielo aperto, sfocia in mare.

Gli interventi in oggetto possono essere classificate in alcune opere principali così suddivise:

- Realizzazione di paratie provvisorie, funzionali alla realizzazione dei nuovi scatolari;
- Realizzazione di nuovi scatolari per il Rio Marotto e per il Rio Monferrato che garantiscano un'adeguata sezione idraulica;
- Realizzazione di alcune opere provvisorie, necessarie per consentire l' attraversamento degli scavi;
- Realizzazione di un monolite varato a spinta nel tratto interessato dall'attraversamento della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia;
- Posa di un tratto di condotta idrica e di alcune condotte dell'oleodotto al di sotto della linea ferroviaria, utilizzando la tecnica del microtunnelling.

Per la presenza di numerosi sottoservizi nell'area in cui andrà realizzato l'intervento, in alcuni tratti l'esecuzione della tombinatura andrà realizzata adottando alcuni accorgimenti per consentire di ridurre al minimo il disturbo alle linee presenti.

1.1.1 Inquadramento generale

L'oggetto della presente relazione tecnica è il dimensionamento strutturale delle opere strutturali necessarie per l'adeguamento della sezione idraulica del Rio Marotto e del Rio Monferrato nel Comune di Genova. Tali corsi d'acqua nella zona considerata corrono in sotterranea all'interno di una tombinatura in C.A.. Nel presente progetto sarà dimensionata la nuova tombinatura dei due corsi d'acqua citati, al fine di adeguare la sezione idraulica in funzione delle portate di massima piena che si verificheranno sui due rii. I tombini dopo aver attraversato Via Merano, proseguiranno all'interno dell'area delle ex fonderie Multedo, ed all'interno di questa, il Rio Marotto ed il Rio Monferrato si uniranno in un unico canale che proseguirà fino allo sbocco in mare dopo aver sottopassato la linea ferroviaria Genova-Ventimiglia ed il fascio di binari presenti adibiti al ricovero rotabili.

1.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Dopo aver sommariamente elencato in precedenza le opere da realizzare, vengono qui descritte singolarmente le opere trattate nella presente relazione, olte la ferrovia Genova-Ventimiglia e lo sbocco a mare.

1. Ponte su Via Ronchi e relativa sottostruttura
2. Canale a cielo aperto da via Ronchi ad area portuale
3. Tombinatura all'interno dell'area portuale

1.2.1 Ponte su Via Ronchi e relativa sottostruttura

Il nuovo attraversamento su via Ronchi, avrà una lunghezza di circa 9 ml, è posto in posizione obliqua rispetto al canale e sarà appoggiato alle pareti dello stesso canale. In particolare la luce netta tra le pareti, misurata nella direzione della strada è pari a 8.35 ml, avrà una larghezza variabile da 8.9 ml a 7.8 ml con impalcato costituito da travi incorporate. Le travi saranno HE300B poste ad interasse massimo 70 cm, con soletta superiore di spessore 80 mm. La casseratura tra una trave e l'altra e della trave di bordo, sarà realizzata con lamiera di spessore 8 mm.

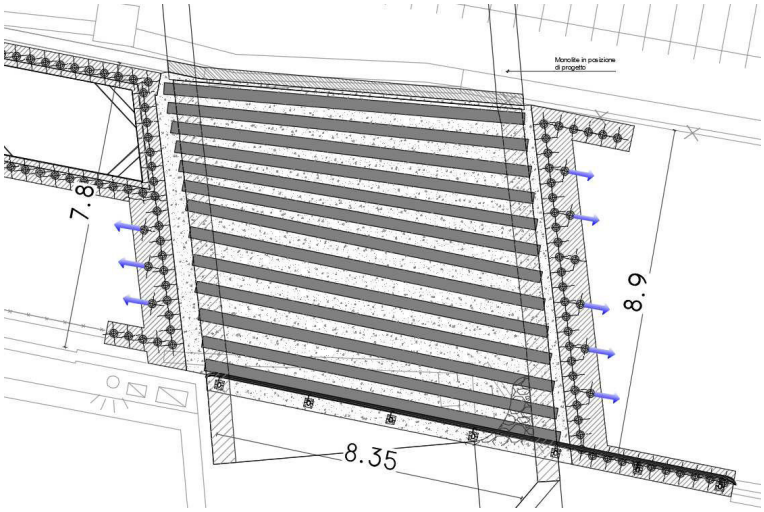


Figura 1.1 – Planimetria ponte

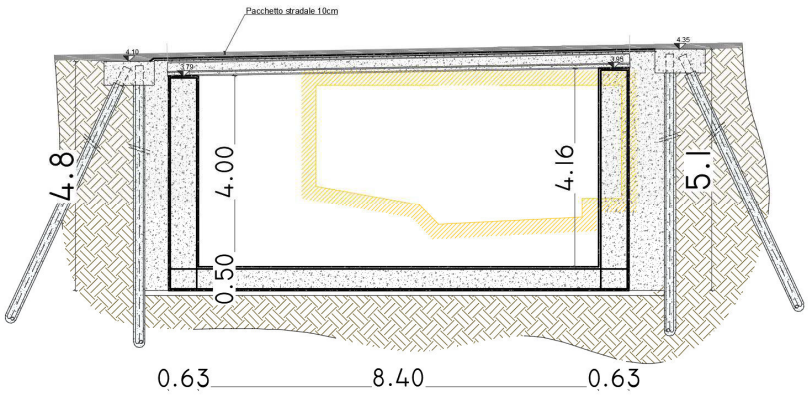


Figura 1.2 – Schemi di carico da traffico.

La struttura del canale costituisce la sottostruttura del ponte su via Ronchi e quest'ultimo ne è la chiusura superiore.
La struttura del canale verrà realizzata gettando le pareti verticale contro le paratie laterali previste per il sostegno dello scavo e, ai fini delle verifiche strutturali del canale, se ne trascura la presenza.

La paratia ha la funzione di sostenere lo scavo e garantire il transito nella strada ai mezzi diretti all'area portuale. Sarà costituita da micropali verticali d=139.7/10 di lunghezza 12 ml

posti a passo 40 cm e micropali inclinati con funzione di tiranti dello stesso diametro e lunghezza posti a passo 1.20 ml.
La paratia è stata verificata considerando per il terreno a monte durante le fasi di lavoro un traffico stradale di 20 KN/mq e le reazioni delle travi appoggiate al cordolo.

1.2.2 Canale a cielo aperto da via Ronchi ad area portuale

Il manufatto da realizzare è un canale a cielo aperto costituito da una sezione C che verrà realizzato con la sequenza indicata nel progetto. Lungo la sponda destra la struttura verrà realizzata in aderenza ad un muro di contenimento esistente dell'area portuale e l'eventuale interferenza con le fondazioni dello stesso, ne comporterà la demolizione a tratti con l'esecuzione di opere in sottofondazione.

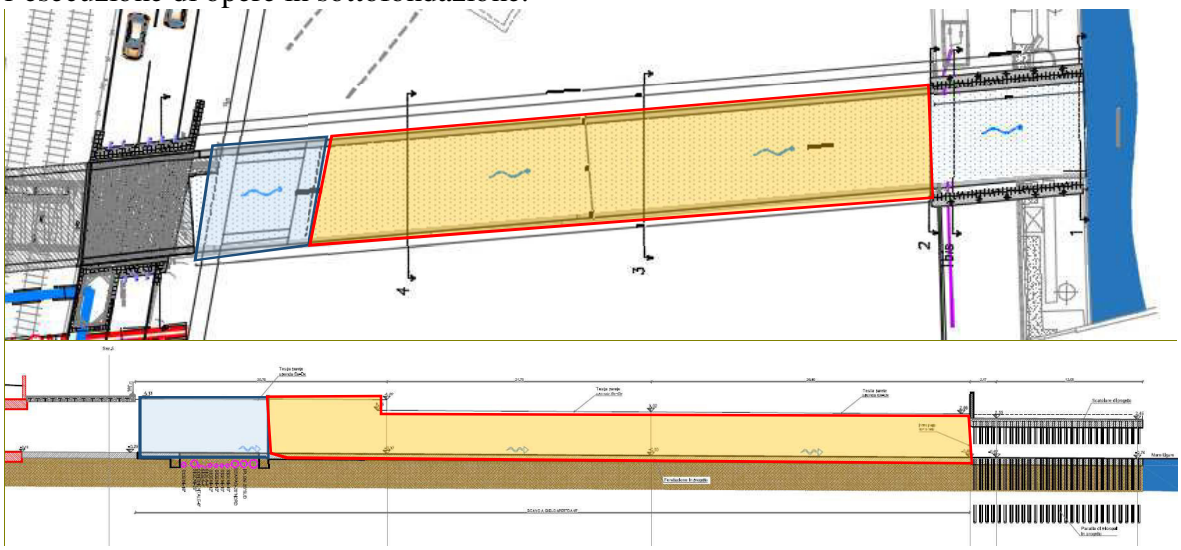


Figura 1.3 – Planimetria e sezione longitudinale del canale trasversale del canale. In azzurro la zona in sono presenti impianti interrati che interferiscono con la fondazione del canale

A valle del ponte su Via Ronchi sono presenti vari impianti che da quanto è stato possibile indagare, risultano a livello dell'intradosso della soletta di fondo del canale. E' stato quindi previsto di realizzare una sezione del canale differente, non eseguendo la platea di fondo con funzione strutturale, ma una semplice soletta di spessore minimo per dare continuità al fondo del canale.
Lungo la sponda destra la struttura verrà realizzata in aderenza ad un muro di contenimento esistente dell'area portuale e, l'eventuale interferenza con le fondazioni dello stesso, ne comporterà la demolizione delle parti interferenti a tratti con l'esecuzione di opere in sottofondazione.

1.2.3 Scatolare all'interno dell'area portuale

Il manufatto da realizzare è uno scatolare che attraversa l'area portuale e costituisce lo sbocco a mare del canale oggetto interessato da progetto. Verrà realizzato in fasi successive previa realizzazione di una paratia in micropali che sosterrà lo scavo.
Quest'ultima sarà costituita da micropali 139.7/10 posti ad interasse 40 cm di lunghezza 12, con cordolo in testa di sezione 100x50 cm, oltre 6 micropali inclinato almeno 20° sempre della stessa sezione e lunghezza.

Lo scatolare avrà larghezza netta 8 ml, altezza netta pari a 2.5 ml con spessore della soletta superiore di 70 cm, mentre le pareti e la platea di fondo avranno spessore 60 cm.
Nelle verifiche strutturali è stato considerato per la soletta dello scatolare, un carico permanete di 10 KN/mq ed un sovraccarico di 50 KN/mq.
Durante l'esecuzione dei lavori, per garantire l'attraversamento della zona di lavoro, sarà installato un by-pass provvisorio costituito da travi metalliche HE600B con sovrastante lamiera di spessore 15 mm, il quale verrà appoggiato ai cordoli della paratia.

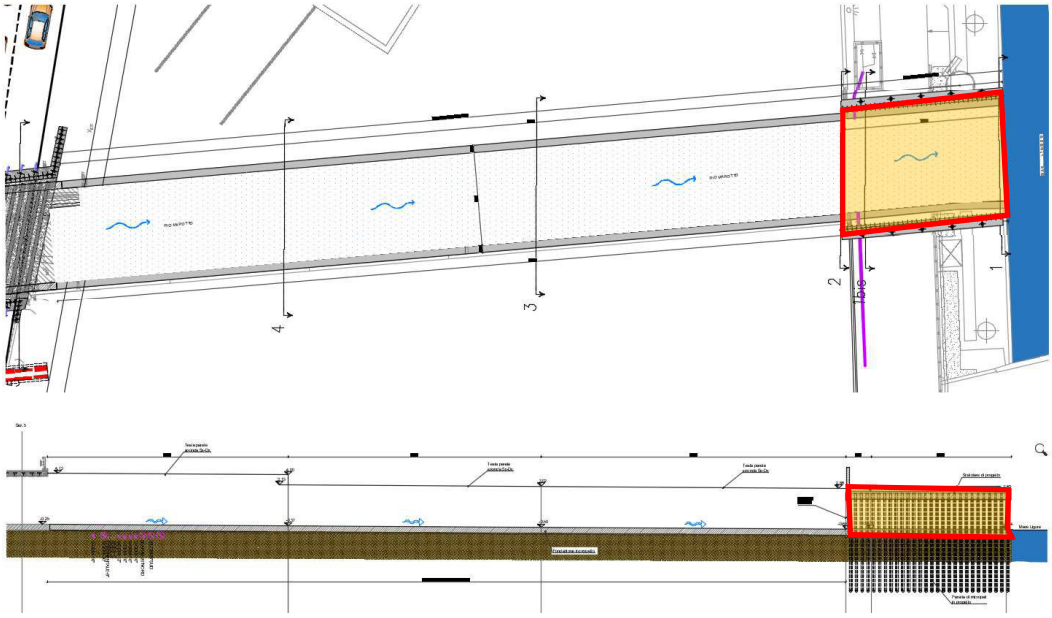


Figura 1.4 – Planimetria e profilo longitudinale del canale. Evidenziato il tratto descritto

La paratia ha la funzione di sostenere lo scavo garantendo il transito nelle zone adicenti.
Sarà costituita da micropali verticali d=139.7/10 di lunghezza 12 ml posti a passo 40 cm e micropali inclinati con funzione di tiranti dello stesso diametro e lunghezza posti a passo 2.60 ml.
La paratia è stata verificata considerando per il terreno a monte durante le fasi di lavoro un sovraccarico di 20 KN/mq e le reazioni delle travi del by-pass provvisorio, che saranno appoggiate sopra i cordoli.

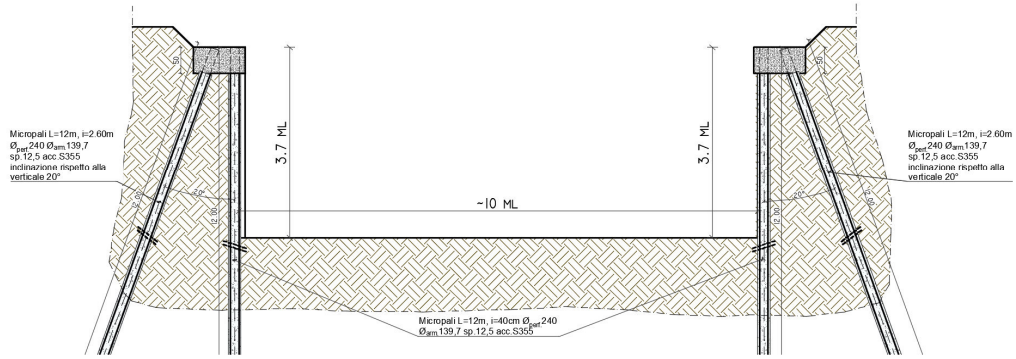


Figura 1.5 – Sezione del canale a paratia ultimate

2 RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1 OPERE IN C.A.

Per la costruzione delle opere strutturali in C.A. è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

2.1.1 Acciaio d'armatura

- Qualità: **B450C**
- $f_{tk}/f_{yk} \geq$ 1.15
- $f_{tk}/f_{yk} <$ 1.35
- $(f_y)_{nominale}$: 450 N/mm^2
- $(f_t)_{nominale}$: 540 N/mm^2
- $f_{yk} \geq$ $(f_y)_{nominale}$
- $f_{tk} \geq$ $(f_t)_{nominale}$
- E = 210000 N/mm^2

2.1.2 Conglomerato cementizio

Il conglomerato cementizio da impiegarsi deve avere le seguenti caratteristiche:

- Classe di resistenza:

Classe di resistenza:

  - Cordolo paratie C32/40 (R_{ck} 40 MPa)
  - Scatolari C35/45 (R_{ck} 45 MPa)
  - Impalcato Ponte Via Ronchi C32/40 (R_{ck} 40 MPa)
  - Magrone C12/15 (R_{ck} 15 MPa)
- Classe di cemento: CEM II
- Aggregati:
  - Interferro ≥ 35 mm D_{max} = 32 mm
  - Interferro < 35 mm D_{max} = 20 mm
- Classe di consistenza: S4
- Copriferro netto 40 mm
- Classe di durabilità:
  - Cordolo paratie XC4
  - Impalcato ponte Via Ronchi: XS1
  - ·Scatolari XS3
- Classe di contenuto ioni cloruro:
  - Cordolo paratie **Cl. 0.4**
  - Impalcato ponte Via Ronchi: **Cl. 0.4**
  - Scatolari **Cl. 0.4**
- Rapporto A/C massimo: **0.45**
- Dosaggio min. cemento:
  - Cordolo paratie **340 Kg/mc**
  - Impalcato ponte Via Ronchi: **340 Kg/mc**
  - Scatolari **360 Kg/mc**

- Aria intrappolata max: **2.5%**
- Volume di acqua di bleeding: **< 0.1%.**

2.2 OPERE IN ACCIAIO

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione delle opere in carpenteria metallica del ponte su Via Ronchi:

- Qualità: **S355 J0**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3
- Classe di esecuzione UNI EN1090 EXC3

2.3 MICROPALI I.G.U.

2.3.1 Malta per micropali

La malta cementizia da impiegarsi per la realizzazione dei micropali deve avere le seguenti caratteristiche

- Malta per iniezioni **R425**

2.3.2 Acciaio micropali

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dell'armatura dei micropali (profili tubolari) dovrà essere conforme a quanto segue:

- Qualità: **S355**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e verifica degli interventi sono state condotte ai sensi del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e della relativa "Circolare Esplicativa 2 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.".
Per quanto non specificato nel DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 è stato fatto riferimento ad altre normative di comprovata affidabilità ed in particolare:

- **UNI EN 1992-1-1** Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici".
- **UNI EN 1992-2-2** Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Ponti di calcestruzzo -.
- **UNI EN 1993–1–1** Strutture in acciaio.
- UNI **EN 1993–2** Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti in acciaio.
- **UNI EN 1993–1–5** Piastre irrigidite in assenza di carichi trasversali.
- **UNI EN 1993–1–9** Piastre irrigidite in assenza di carichi trasversali.
- **UNI EN 1994–2** Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Ponti a struttura composta [
- **UNI EN 14399** Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato.
- **UNI EN 1337-3:2005** Appoggi strutturali - Parte 3: Appoggi elastomerici".

Le verifiche statiche saranno condotte in fase elastica adottando il metodo degli Stati Limite.

3.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

3.2.1 Vita nominale e classe d'uso

Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, per le varie strutture oggetto della presente relazione, con riferimento alla definizione della avita nominale previsa dalle norme tecniche, esse rientrano tra le opere di tipo 2, "*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni o importanza normale*", con vita nominale V_N = 50 anni. Con riferimento alla funzione assolta, punto 2.4.2 del DM14/01/2008, la classe d'uso assegnata è la classe d'uso III, c_u=1.5, da cui in definitiva un tempo di riferimento dell'opera

$$V_R = V_N \cdot c_u = 75 \text{ anni}$$

3.2.2 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3

3.2.3 Azione sismica

Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto, risultano i seguenti tempi di ritorno T_R :

- 712 anni con riferimento allo SLV (pari ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).
- 75 anni con riferimento allo SLD (pari ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni).

Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, in virtù della natura dei terreni in oggetto, sono state assunte una **Categoria del sottosuolo E** "Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m" (da cui un coefficiente di amplificazione stratigrafica **S_S = 1.6**) ed una **Categoria topografica T1** "Pendii con inclinazione media i ≤ 15°" (da cui un co
efficiente di amplificazione topografica **S_T = 1.000**).

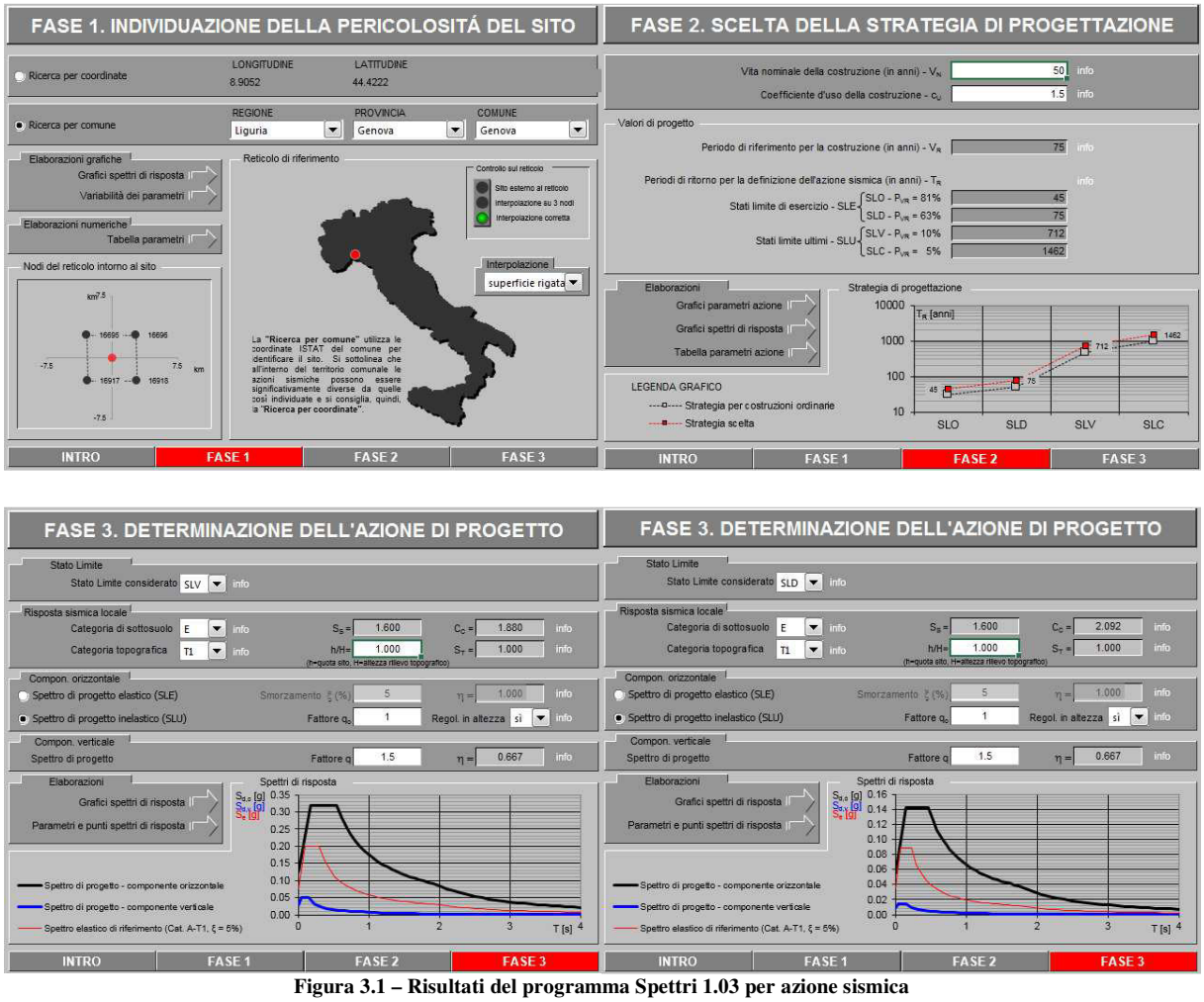


Figura 3.1 – Risultati del programma Spettri 1.03 per azione sismica

Nella tabella di seguito sono riassunti i parametri caratteristici degli spettri di risposta determinati per lo SLV e lo SLD

PARAMETRO	SLV	SLD
a_g/g [-]	0.079	0.035
F_0 [-]	2.534	2.545
T_C* [sec]	0.293	0.224

3.3 SCELTE PROGETTUALI

3.3.1 Classi di esposizione – copriferro

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le seguenti Classi di durabilità:

- **Strutture in c.a. scatolari**
  Classi di durabilità – XS3 ("Zone esposte alla marea, alle onde ed agli spruzzi"), in virtù delle quali si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Molto aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una Classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 conforme UNI 206;
    - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto di 40 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

- **Impalcato Ponte Via Ronchi**
  Classi di durabilità – XS1 ("Esposto ad aria che trasporta salsedine ma non in contatto diretto con acqua di mare"), in virtù delle quali si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una Classe di resistenza del calcestruzzo C32/40 conforme UNI 206;
    - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto di 30 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

- **Cordolo paratie**
  Classi di durabilità – XC4 ("Ciclicamente bagnato ed asciutto"), in virtù delle quali si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una Classe di resistenza del calcestruzzo C32/40 conforme UNI 206;
    - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto di 30 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

4 RELAZIONE STRUTTURALE

La diversa tipologia di strutture oggetto della presente relazione sono state calcolate con modelli agli elementi finiti in cui le strutture sono state modellate con elementi lineare "*beam*" e bidimensionali "plate", i relazione al tipo di struttura stessa.
Le strutture verificate presentano un comportamento che vengono ben rappresentate con gli elementi "*beam*". Sono state quindi schematizzate in tal modo la maggior parte delle strutture esaminate e gli scatolari sono stati modellati con elementi di larghezza unitaria.

I carichi agenti sulla struttura sono quelli indicati in precedenza oltre quelli che di volta in volta sono specificati nelle verifiche delle struttura stessa.

Per le strutture di fondazione è stata sempre considera un'interazione suolo-struttura alla Winkler, considerando una costante di sottofondo pari a 1.0 kg/cm^3.

Per le pareti laterali è stata considerata la spinta del terreno in condizioni statiche e sismiche e, in aggiunta, la spinta del sovraccarico laddove presente.

Il carico dovuto all'acqua all'interno dello scatolare è stato considerato solamente nella combinazione eccezionale per la verifica della fondazione, in particolare per la verifica della portanza del terreno.

4.1.1 Paratie provvisorie

Le paratie di micropali sono state verificate con dei modelli di calcolo utilizzando il software PAC 12 concesso in licenza da AZTEC informatica:
nei modelli utilizzati lo scavo verrà considerato per fasi successive, tale metodo di studio risulta più verosimile a quello che avverrà in cantiere; infatti si considera una prima fase di scavo fino alla quota a cui sarà previsto l'inserimento del puntone se presente, dopodiché nelle varie fasi successive l'esecuzione dello scavo sarà considerata per tratti fino al raggiungimento della quota di progetto.
La singola paratia di micropali risulterà soggetta ai seguenti carichi:

- alla spinta attiva del terreno posto a monte
- alla spinta attiva del sovraccarico posto a monte della paratia (carico convenzionale).

Per le opere di sostegno considerate non è stata applicata la spinta sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 14/gennaio/2008)

4.1.1.1.1 Schematizzazione dei cordoli e delle paratie

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzato come corpo rigido.
Il cordolo in testa alla paratia è stato schematizzato come trave appoggiata di lunghezza pari a due volte l'interasse fra i micropali i_p, soggetta in mezzeria ad un carico concentrato Q = S / i_p, essendo S la spinta agente sul singolo micropalo.

La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

4.1.1.1.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).
La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

4.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

4.2.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

La combinazione di carico allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove :

- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili di natura non antropica;
- G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza sia a favore che a sfavore di sicurezza.
I coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC 08:

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		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	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	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

Tabella 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

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_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	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

4.2.2 Combinazioni sismiche

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato (SLV).

4.2.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

- SLE Raro (combinazione caratteristica)

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Frequente

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

- SLE Quasi Permanente

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella Tab. 2.5.I. del DM. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

4.3 VERIFICHE SVOLTE

4.3.1 Strutture in c.a.

Le strutture in c.a. sono state verificate considerando quanto riportato nel Cap. 4.1 del D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008. In particolare sono state eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
  - la resistenza a flessione e a taglio:
    - $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$; la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, dotata di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.2);
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, priva di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.1);

- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
  - lo stato limite di tensioni in esercizio
  - lo stato limite di fessurazione

4.3.2 Ponte su via Ronchi

Le strutture previste nel ponte sono state verificate considerando quanto riportato nel D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008. In particolare sono state eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
  - la resistenza a flessione e a taglio:
    - $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$; la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, dotata di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.2);
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, priva di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.1);

- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
  - lo stato limite di tensioni in esercizio
  - lo stato limite di fessurazione
  - lo stato limite di deformazione

- Con riferimento allo stato limite di fatica è stata svola la verifica per vita illimitata considerando i dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante.

4.3.3 Paratia

Con riferimento alla paratia di micropali sono state eseguite le verifiche previste dai parr. 4.1 – 4.2 del DM 14/01/2008.
Si elencano qui di seguito alcune delle verifiche eseguite:

- <u>Opere in C.A.</u>
  - Cordolo di sommità
    - Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:

- la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
- la resistenza a taglio della sezione, provvista di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.2);
- la resistenza di aderenza fra barre d'armatura e calcestruzzo secondo quanto indicato in 4.1.2.1.8.

- Micropali
  - Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
    - la resistenza a flessione monoassiale dei profilati metallici (assumendo come capacità resistente quella al limite elastico in accordo con 4.2.4.1.2);
    - la resistenza a taglio dei profilati metallici in accordo con 4.2.4.1.2.
    - la resistenza e la stabilità a pressoflessione in accordo con 4.2.4.1.3.3

4.3.4 Sintesi dei risultati ottenuti

Sono state svolte le verifiche STR allo SLU secondo la Combinazione 1 par. 6.5.3.1.2 delle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008) e secondo la combinazione sismica allo SLV. Le verifiche GEO sono state condotte con l'approccio 2

5 VERIFICHE STRUTTURALI

5.1 PONTE SU VIA RONCHI

5.1.1 Caratterizzazione delle azioni

5.1.1.1 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3
- Pesi permanenti NON strutturali:
  - Pavimentazione 3.0 KN/ml
  - Barriera 1.5 KN/ml

5.1.1.2 Variazioni termiche

Gli effetti della differenza e gradiente di temperatura sono stati ignorati come consentito negli Eurocodici.

5.1.1.3 Viscosita e ritiro

Gli effeti del ritiro sono trascurati come consentito negli Eurocodici

L'effetto della viscosità è stato considerato secondo il punto 5.4.22 de EN1994-2 utilizzando per coefficiente di omogeneizzino il valore ottenuto dalla relazione:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_t)$$

$n_0 = E_a/E_{cm}$: f_{ck}=30 MPa=> E_{cm} = 32.836 MPa n_0 = 6.40

Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) Ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

φ_t: coefficiente di deformazione viscosa a t_{oo} ricavata da punto 11.2.10.7 delle NTC08.

UR= 75% -f_{ck}=30 MPa - h_0=700 mm =>φ_t = 1.6

Si ricava:

- Per carichi permanenti n_L= 17.74 => Ec=1/n_LEs= 11.897 MPa

5.1.1.4 Azioni da traffico

Le azioni da traffico sono state valutate in riferimento al cap. 5 delle NTC 2008.



Figura 5.1.1 – *Esempio di numerazione delle corsie*

Tabella 5.1.I - *Numero e Larghezza delle corsie*

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5{,}40$ m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
$5{,}4 \le w < 6{,}0$ m	$n_l = 2$	w/2	0
$6{,}0$ m $\le w$	$n_l = \mathrm{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3{,}00 \times n_l)$

Figura 5.1 – Numero e larghezza delle corsie.

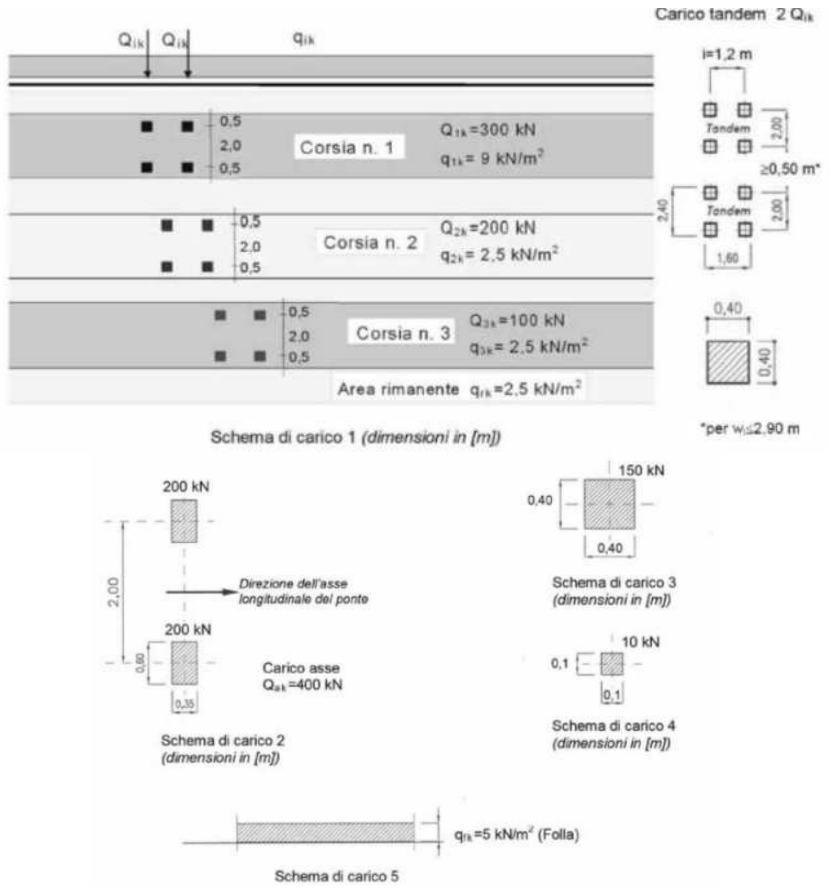


Figura 5.2 – Schemi di carico da traffico.

In relazione alla tipologia del ponte, alla larghezza variabile dell'impalcato, è stato considerato il carico dovuto alla corsia 1, con il massimo tandem ed il massimo carico distribuito, facendo riferimento ad una larghezza della struttura pari a 3.66 ml.

Il carico folla sull'impalcato pari a 5 KN/mq (combinazione gruppo IV) in tabella 5.1.IV non è stato considerato poiché non significativo. Con la larghezza variabile dell'impalcato, confrontando i carichi si ha:

Carico folla:

5.00 KN/mq x (8.9+7.7)/2 = 41.5 KN/ml

Carichi distribuiti schema 1:
9.0 KN/mq x 3.0+ 2.5 KN/mq x (5.9+4.7)/2 = 40.25 KN/ml

Allo schema 1 devono essere aggiunti i carichi tandem, complessivamente pari a 300+300+200+200 = 1000 KN. La combinazione della folla sull'impalcato, per le luci del caso di specie, non è significativa.

5.1.1.5 Verifica a fatica

La verifica a fatica è stata condotta adottando il modello di carico per "vita illimitata", facendo riferimento al modello di carico 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

Relativamente alla tensione è stato fatto riferimento al limite di fatica ad ampiezza costante. I criteri di verifica sono indicati nella verifica.

5.1.1.6 Azione del vento

L'azione del vento viene trascurata essendo non significativa se confrontata con l'azione sismica.

5.1.1.7 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione

L'azione di frenamento/accelerazione è stata considerata in accordo al paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 2008.

5.1.1.8 Azione sismica

Per l'impalcato, tenuto conto della tipologia dello stesso, l'azione sismica viene trascurata. L'azione sismica dovuta all'inerzia dello stesso è applicata alle pareti del canale come indicato nel seguito.

5.1.2 Caratteristiche sezione

Lo schema di calcolo è una trave semplicemente appoggiata di luce 8.9 m.
I carichi gravitazionali e le relative sollecitazioni vengono riferite una striscia di larghezza pari a 1 ml, le cui caratteristiche sono calcolate a partire dalla sezione sotto indicata.

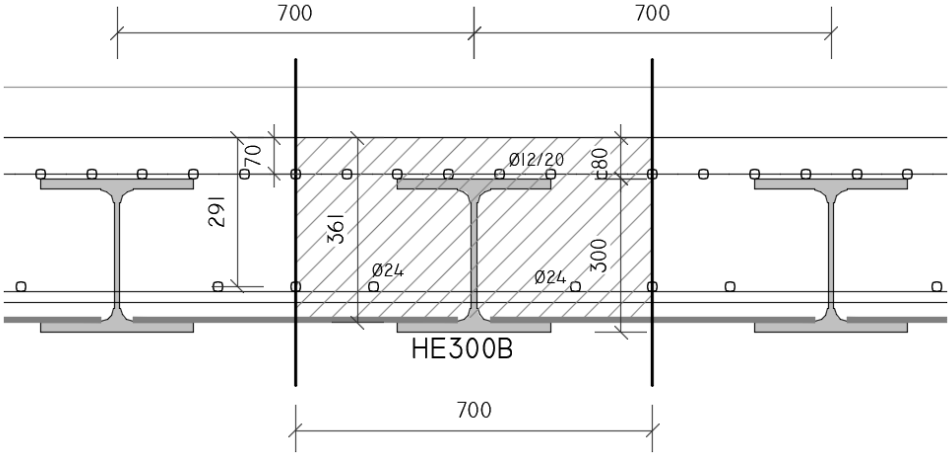


Figura 5.3 – Sezione resistente riferita all'interasse tra le travi

La soletta al disopra dell'estradosso delle travi, c_{st}=80 mm e l'interasse tra le travi s_w=700 mm, rispettano i requisiti indicati nel EN1994-2.

Le caratteristiche della sezione mista relative alla parte tratteggiata sopra indicata, per i due casi di n dovuti agli effetti viscosi sono indicate nel seguito.

Caratteristiche sezione per carici permanenti n=17.74

A_1=30905.64 mm^2 d_{G1}=206.6 mm I_1= 9.89232E+08 mm^4
A_2=24051.38 mm^2 d_{G2}=187.3 mm I_2= 4.18302E+08 mm^4

Caratteristiche sezione per carici da traffico n=6.40

A_1=56146.38 mm^2 d_{G1}=194.8 mm I_1= 2.09440E+08 mm^4
A_2=33340.51mm^2 d_{G2}=152.5 mm I_2= 5.19978E+08 mm^4

Per i carichi da traffico vien fatto riferimento alla corsia 1 del modello 1 di carico indicato nelle NTC008, considerando la ripartizione nella struttura per una larghezza di 3.66 ml.
Le sollecitazioni vengono sempre riferite ad una striscia di larghezza 1 ml.

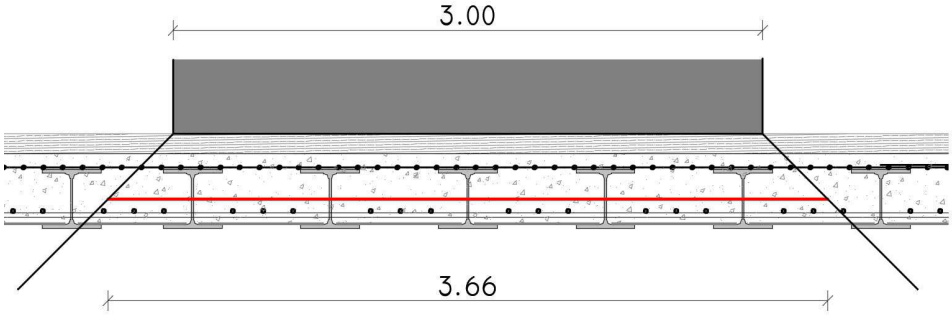


Figura 5.4 – Ripartizione dei carichi da traffico

5.1.3 Sollecitazioni SLU

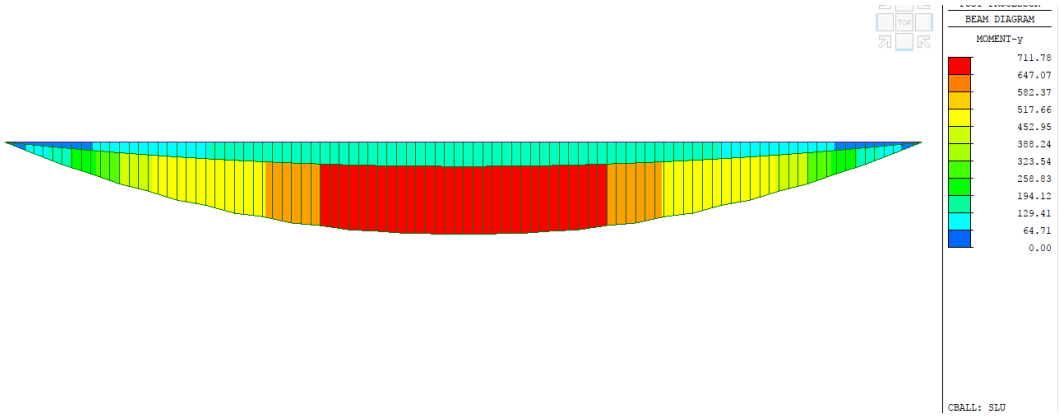


Figura 5.5 – Digramma momento flettente per combinazioni SLU - $M_{Ed,Max}$= 711.78 KNm/m

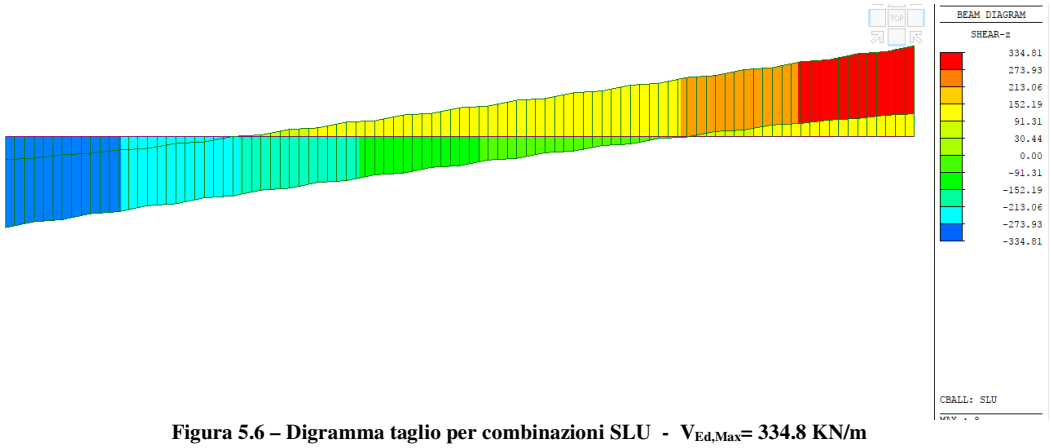


Figura 5.6 – Digramma taglio per combinazioni SLU - $V_{Ed,Max}$= 334.8 KN/m

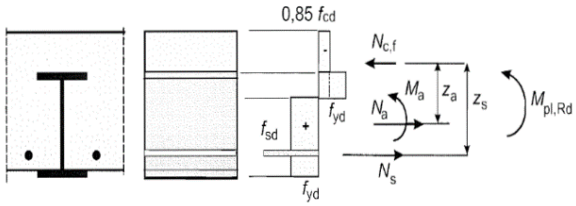
5.1.3.1 Verifica flessionale

La verifica di resistenza viene svolta considerando il momento plastico della sezione in acciaio che è in classe 1. Nel calcolo momento ultimo si trascura la rete prevista nella soletta superiore.

Soletta	
cst (mm)	80
B (mm)	700
fck (MPa)	30
γm	1.5
αcc	0.85
fcd (MPa)	17.0
Xpl (mm)	**132.2**
	Mpl (KNm)
Soletta (KNm)	83.15
Armatura superiore (KNm)	0.00
Armatura inferiore (KNm)	73.66
Trave (KNm)	631.90
Mpl (KNm)	**788.72**
Mpl (KNm/m)	**1126.74**

Trave	HE300B
h (mm)	300
b (mm)	300
tf (mm)	19
tw (mm)	11
fyk (MPa)	355
γm	1.05
fyd (MPa)	338.1
A (mmq)	14910.0
J (mm4)	2.51700E+08
Wel (mm3)	1678000.0
Wpl (mm3)	1869000.0
Mpl (KNm)	631.9
Check soletta	**ok**
Passo travi	**ok**

Armature	3Ø24
As (mmq)	452
Num barre	3
c inf (mm)	90
fsk (MPa)	450
γm	1.15
ds (mm)	271
fsd (MPa)	391.3



M_{Rd}= M_{pl}= 1126.74 KNm/m > M_{Ed}

5.1.3.2 Verifica taglio

Facendo riferimento al punto 6.3.4.

Resistenza della sezione

$V_{Rd}= (0.577 \cdot A_v \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}) /0.70$ => **V_{Rd}= 803.6 KN/m > $V_{Ed,Max}$**

Resistenza calcestruzzo

$V_{c,Ed}= V_{Ed} \cdot (M_{s,Ed}/M_{pl,Rd})$ => $M_{s,Ed}/M_{pl,Rd} = 0.1265$
Per una larghezza di 70 cm $V_{c,Ed}$= 28.7 KN

$V_{c,Rd} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ = d= 291 mm => k= 1.829 **$V_{c,Rd}$ = 96.6 KN > $V_{c,Ed}$**

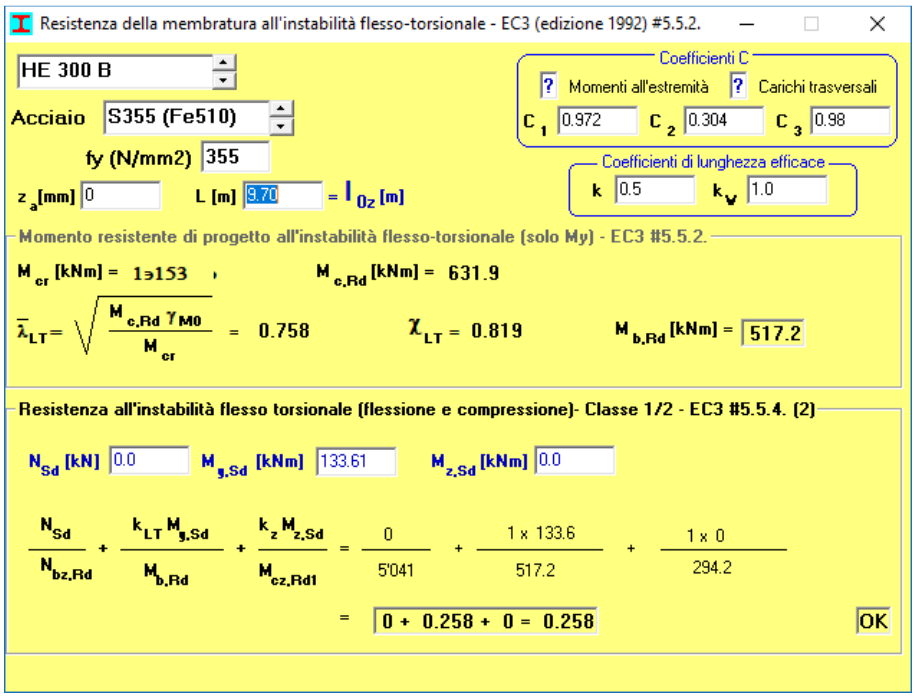
5.1.3.3 Verifica stabilità flesso torsionale travi

Per la verifica di instabilità si considerano i carichi dovuti ai pesi propri durante la fase di getto della soletta. Nella configurazione di soletta efficace, l'instabilità flesso-torsionale viene trascurata poiché non significativa.

$q= PP_{(Travi+Lamiera)}+PP_{Getto}$ (γ_a= 1.35) => $q_{SLU}= 1.35 \cdot (PP_{(Travi+Lamiera)}+PP_{Getto})$ = 11.36 KN/m

Per peso della soletta (PP_{Getto}) si considera peso del calcestruzzo bagnato

$$M'_{SLU}= 1/8\ q_{SLU} \cdot L^2 = 133.61 \text{ KNm}$$



Verifica soddisfatta

5.1.4 Sollecitazioni SLE

5.1.4.1 Verifica tensioni calcestruzzo

Le verifiche tensionali ne calcestruzzo vengo no svolte facendo riferimento alla sezione mista considerando il valore di n in relazione al tipo di carico, se permanente o da traffico.
Si considera

Per comb. rara: $\sigma_{c,Max}$= 0.60 fck= 18.0 MPa > $\sigma_{c,Max}$

Per comb. quasi perm: $\sigma_{c,Max}$= 0.45 fck= 13.5 MPa > $\sigma_{c,Max}$

Per combinazioni SLE: $\sigma_{s,Max}$= 0.8 fyk= 360 MPa > $\sigma_{s,Max}$

Sollecitazioni per combinazioni SLE

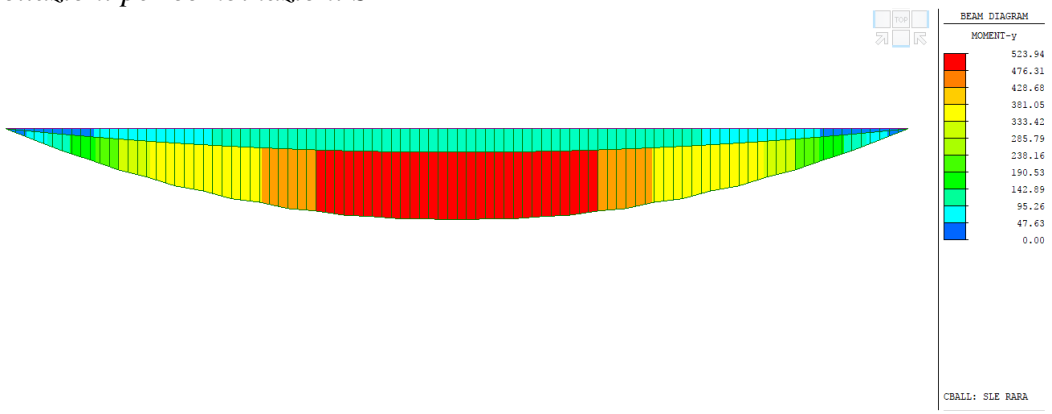


Figura 5.7 – Diagramma momento flettente per carichi totali per combinazione SLE Rara - $M_{Ed,Max}$= 523.94 KNm/m

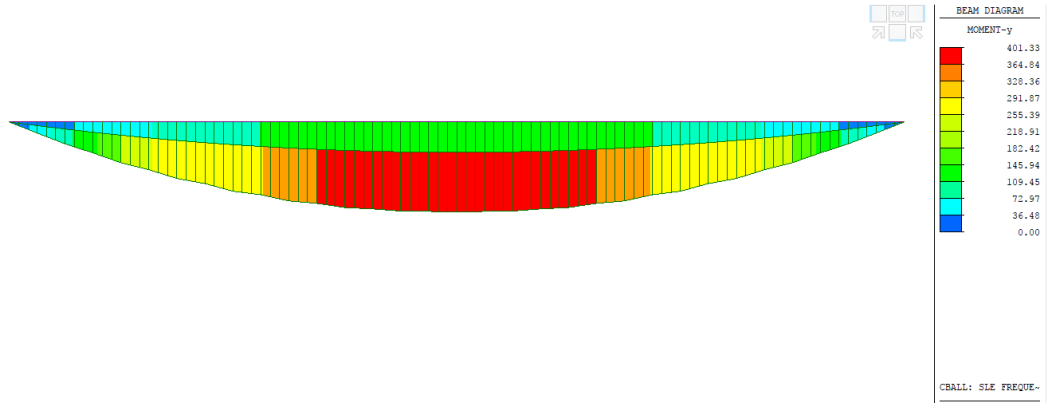


Figura 5.8 – Diagramma momento flettente per carichi totali per combinazione SLE Frequente - $M_{Ed,Max}$= 401.23 KNm/m

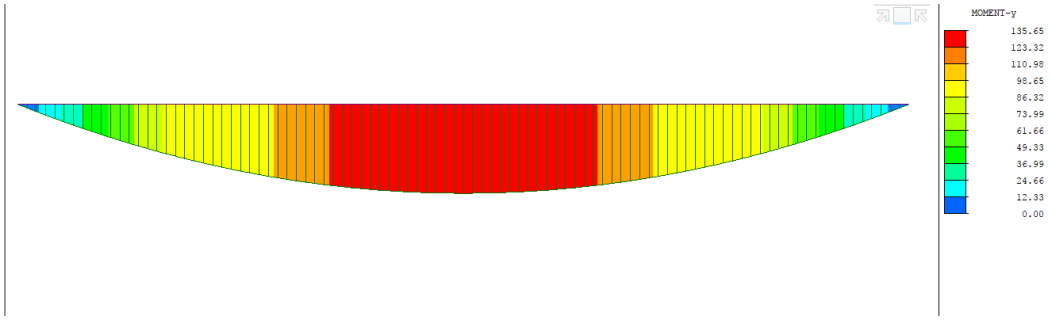


Figura 5.9 – Diagramma momento flettente per carichi totali per combinazione SLE Q Perm - $M_{Ed,Max}$= 135.65 KNm/m

Carichi da traffico

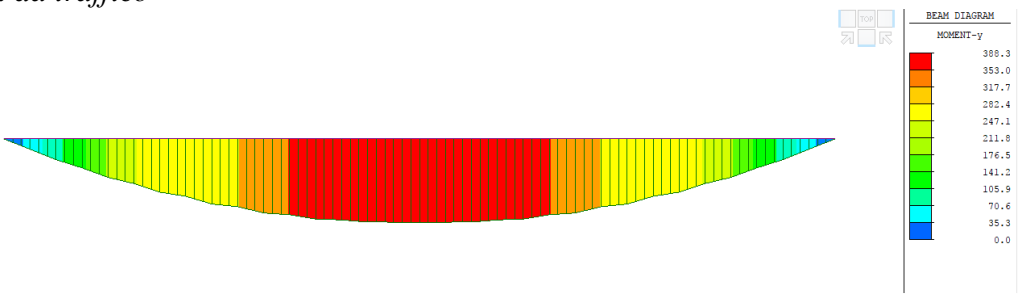


Figura 5.10 – Diagramma momento flettente per carico da traffico - $M_{Ed,Max}$= 388.3 KNm/m

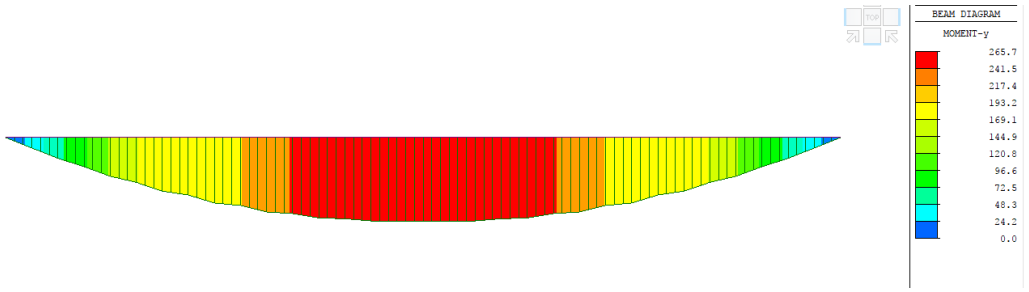


Figura 5.11 – Diagramma momento flettente per traffico frequente - $M_{Ed,Max}$= 265.7 KNm/m

Caratteristiche sezione per carici permanenti n=17.74

I_1= 5.97575E+08 mm^4/m

Sollecitazioni	Armatura metallica inf.	Trave metallica
$d_{a,s}$= 187.3 mm	$d_{a,s}$= 83.7 mm	$d_{a,i}$= 192.7 mm
Wc= 5.66010E+07 mm3	Wa,s= 7.13891E+06mm3	Wa,i = 3.10095E+06 mm3

Caratteristiche sezione per carici da traffico n=6.40

I_2= 7.42826E+08 mm^4/m

Soletta calcestruzzo	Armatura metallica inf.	Trave metallica
$d_{a,s}$= 152.5 mm	$d_{a,s}$= 118.5 mm	$d_{a,i}$= 227.5 mm
Wc= 3.11747E+07 mm^3	Wa,s= 6.26849E+06 mm^3	Wa,i = 3.26515E+06 mm^3

Calcolo tensioni	M_{Ed} (KNm)	Soletta calcestruzzo σ_c (MPa)	Armatura metallica σ_s (MPa)	Trave metallica σ_a (MPa)
Carichi permanenti	135.65	1.1	6.2	16.7
Carichi da traffico	388.3	12.5	61.9	118.9
Carico da traffico frequente	265.7	8.6	42.4	81.4

Per comb. rara: $\sigma_{c,Max}$= 13.6 MPa < 0.60 fck= 18.0 MPa
Per comb. quasi perm: $\sigma_{c,Max}$= 9.7 MPa < 0.45 fck= 13.5 MPa
Per combinazioni SLE: $\sigma_{s,Max}$=68.1 MPa < 0.8 fyk= 360 MPa

Verifica tensionale soddisfatta

5.1.4.2 Verifica fessurazione

La verifica non vene svolta poiché non significativa per la presenza della lamiera come cassero, per la quale è previsto un ciclo di pitturazione all'intradosso.

5.1.4.3 Verifica deformabilità

Caratteristiche sezione

Per la verifica di deformabilità viene considerata la rigidezza efficace come indicata in EN1994-2-2005. Nel seguito le inerzie e rigidezze della sezione dell'impalcato con B= 700 mm pari ad interasse tra le travi

I_1: momento inerzia sezione non fessurata

- Per carichi permanenti $n= n_L= 17.74$ => $I_1= 9.892308E8\ mm^4$
- Per carichi mobili $n= n_0 = 6.40$ => $I_1= 20.94401E8\ mm^4$

I_2: momento inerzia sezione fessurata

- Per carichi permanenti $n= n_L= 17.74$ => $I_2= 4.18302E+08\ mm^4$
- Per carichi mobili $n= n_0 = 6.40$ => $I_2= 5.19978E+08\ mm^4$

I_{EFF}: momento di inerzia efficace: $I_{EFF}= 0.5\cdot(I_1+ I_2)$

- Per carichi permanenti $n= n_L = 17.74$ => $E_aI_{EFF}= 1.47791E+14mm^4$ (1.14804)
- Per carichi mobili $n= n_0= 6.40$ => $E_aI_{EFF}= 2.74510E+14mm^4$ (2.13239)

Le deformabilità dell'impalcato viene verificato facendo riferimento ad un elemento con rigidezza pari a quanto sopra indicato e per il tipo di carico

Con la rigidezza per permanenti

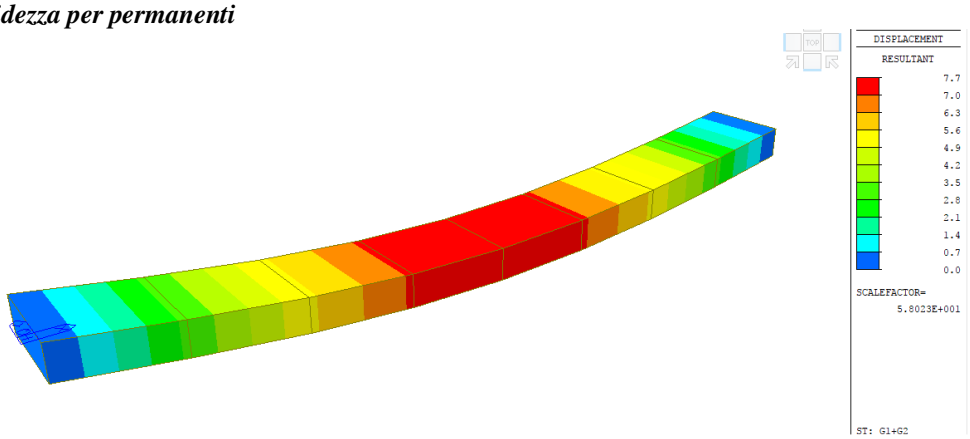


Figura 5.12 – Deformata per carichi G1+G2 - dmax= 7.7 mm => f/L=1/1155

Con la rigidezza per carichi mobili

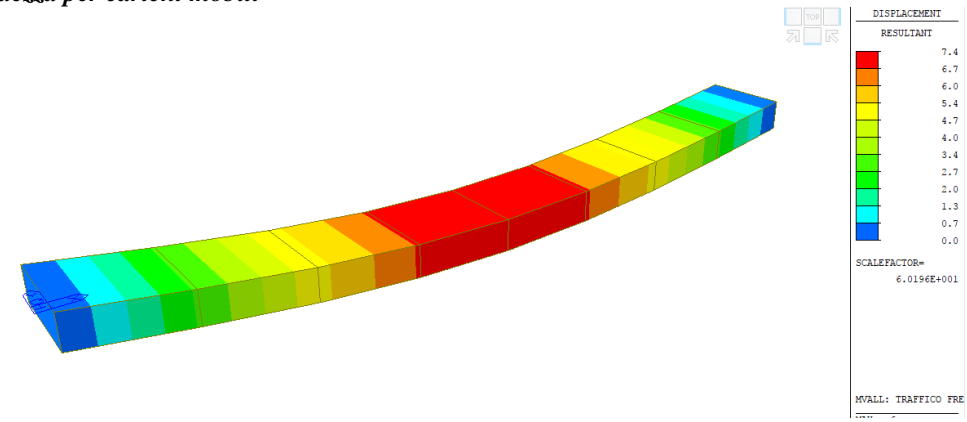


Figura 5.13 – Deformata per carichi G1+G2 - dmax= 7.4 mm => f/L=1/1202

5.1.5 Verifica a fatica

Criteri di verifica

La verifica a fatica viene svolta, come disposto dal D.M. 14.01.2008, in presenza dei carichi di fatica precedentemente esposti, con limitazione delle tensioni dei vari dettagli strutturali riportati nel suddetto decreto.

Secondo quanto riportato nel capitolo 5.1.4.3 del DM 2008 le verifiche a fatica per **vita illimitata** sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante,

Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ è stato impiegato il modello di carico di fatica 1.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che nel dettaglio considerato si abbia:

- Tensioni normali

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{MF}\,\Delta\sigma_{max} < \Delta\sigma_D$$

il massimo $\Delta\sigma_{max}$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico, deve essere minore del limite di fatica del dettaglio stesso, posto uguale a $\mathbf{\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_c}$.

- Tensioni tangenziali

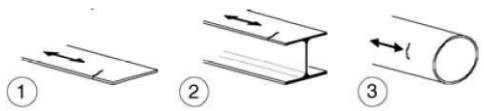
$$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{MF} \cdot \Delta\tau_{max} < \Delta\tau_L$$

il massimo $\Delta\tau_{max}$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico, deve essere minore del limite di fatica del dettaglio stesso, posto uguale a $\mathbf{\Delta\tau_L = 0.457 \cdot \Delta\tau_C}$

Dettagli di verifica

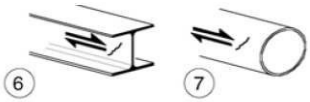
I dettagli a cui è stato fatto riferimento desunti dalle tabelle riportate nella circolare ministeriale 617/2009 sia per le giunzioni saldate dei profili, sia per le sezioni degli elementi, sono indicati nel seguito.

Classe del dettaglio tab.C4.2.XIIIa $\Rightarrow \mathbf{\Delta\sigma_c = 160\ MPa}$

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140(1)		Prodotti laminati e estrusi 1) lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

$$\mathbf{\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_c = 117.9\ MPa}$$

Classe del dettaglio tab.C4.2.XIIIb $\Rightarrow \mathbf{\Delta\,\tau_C = 100\ MPa}$

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVII.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

$$\mathbf{\Delta\tau_L = 0.457 \cdot \Delta\tau_C = 45.7\ MPa}$$

Verifica impalcato

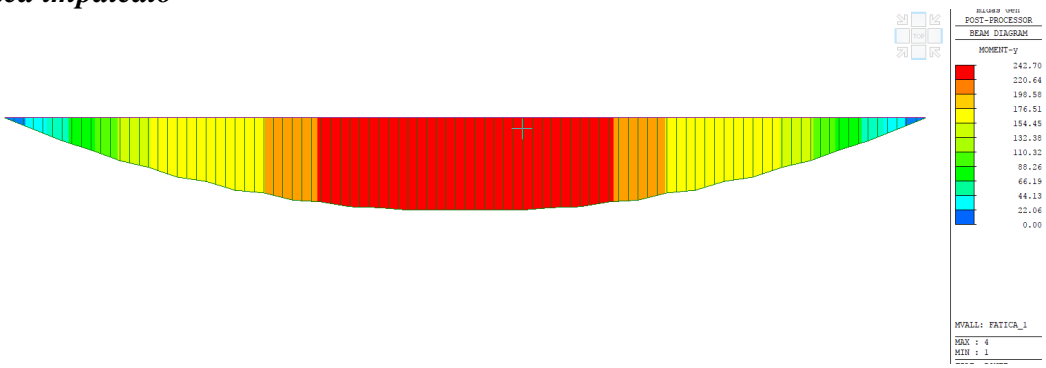


Figura 5.14 – Diagramma momento flettente per carichi di fatica modello 1 - $M_{Ed,Max}$= 242.70 KNm/m

Le tensioni nella trave metallica, vengono ricavate facendo riferimento alla sezione mista con n=6.40.

I_2= 7.42826E+08 mm^4/m y= 152.5 mm $W_{a,i}$= 3.26515E+06 mm^3

Massima tensione di trazione per carichi da fatica $\Delta\sigma = M_{Ed,Max} / W_{a,i}$ => $\Delta\sigma_{max}$= 74.3 MPa

$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{MF}\ \Delta\sigma_{max}$ =100 MPa < $\Delta\sigma_D$= 117.9 MPa

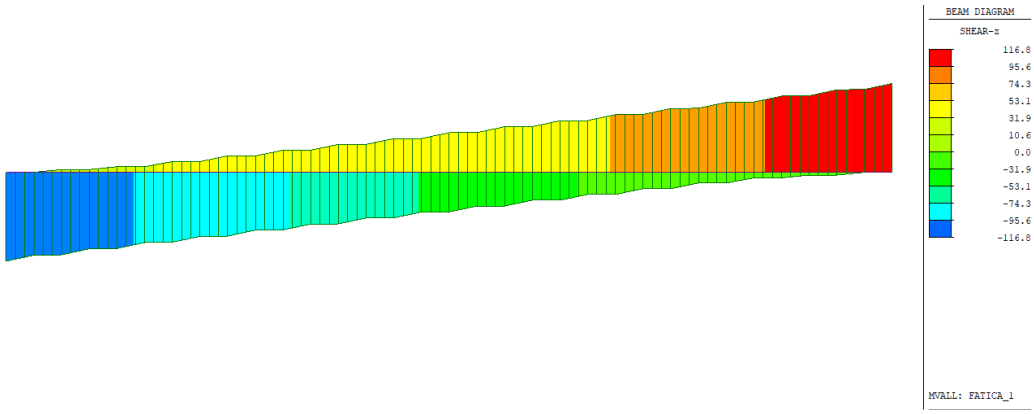


Figura 5.15 – Diagramma taglio per carichi di fatica modello 1 - $T_{Ed,Max}$= 116.8 KN/m

Facendo riferimento solo alla sezione metallica e calcolando la massima tensione tangenziale si ottiene:

ΔV= 116.8 KNm i= 700 mm I= 25170 cm^4 tw= 11 mm S= 895.2 cm^3

$\Delta\tau_{max}$= 26.4 MPa

$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{MF} \cdot \Delta\tau_{max}$ = 35.6 MPa < $\Delta\tau_L$= 45.7 MPa

5.2 SCATOLARE SOTTO VIA RONCHI

La struttura del canale è la sottostruttura del ponte su via Ronchi e quest'ultimo costituisce è la chiusura superiore.
La struttura del canale verrà realizzata gettando le pareti verticale contro paratie laterali previste per il sostegno dello scavo e, ai fini delle verifiche strutturali del canale, se ne trascura la presenza.

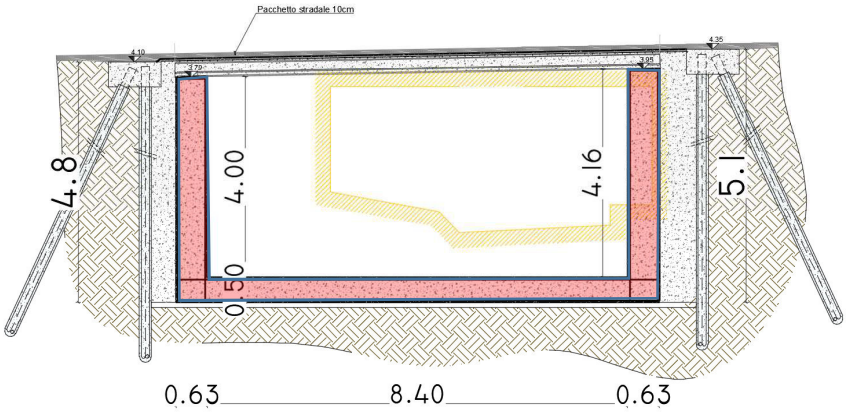


Figura 5.16 – Sezione trasversale del canale

Considerando le fasi con struttive della struttura nel suo complesso e la conseguente l'applicazione dei carichi previsti, è stata ritenuta trascurabile l'azione stabilizzante dovuta alla presenza dell'impalcato.
Svolgendo un'analisi con la presenza dello stesso puntone, risulta che l'azione massima di compressione dello stesso è per le combinazioni SLU e SLV pari a 2.6 KN/m. Tale azione è dovuta ai carichi permanenti non strutturali, ai carichi di esercizio (traffico e azioni variabili) ed al sisma.
Le verifiche vengono quindi svolte inoltre non considerando l'impalcato come puntone, trascurando le azioni stabilizzati per le pareti.

5.2.1 Caratterizzazione delle azioni

5.2.1.1 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3
- Pesi permanenti NON strutturali:
  - Pavimentazione 3.0 KN/ml
  - Barriera 1.5 KN/ml

5.2.1.2 Variazioni termiche

Gli effetti della differenza e gradiente di temperatura sono stati trascurati.

5.2.2 Viscosità e ritiro

Gli effetti del ritiro e viscosità sono trascurati

5.2.2.1 Azioni della sovrastruttura

Le azioni del traffico sono assegnate con le forze concentrate dovute alla sovrastruttura per le varie combinazioni di carico. Per le azioni dovute al traffico si considerano due condizioni: la prima con il carico tandem in mezzeria all'impalcato, la seconda con il tandem in corrispondenza della muro di sponda.

5.2.2.2 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione

L'azione di frenamento/accelerazione è stata considerata in accordo al paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 2008.

5.2.2.3 Azione del vento

L'azione del vento viene trascurata essendo non significativa se confrontata con l'azione sismica.

5.2.2.4 Azione sismica

L'azione sismica viene assegnata considerando.

1. L'azione sismica dovuta all'impalcato per l'inerzia dello stesso, è data dalla masse dell'impalcato che competono al muro di sponda con accelerazione $S \cdot a_g$
2. L'azione sismica per l'inerzia delle pareti proporzionale alla massa della pareti con accelerazione $S \cdot a_g$
3. L'azione sismica del terreno a tergo del muro di sponda, trascurando la presenza della paratia valutata come spinta delle terre aggiuntiva.

5.2.2.5 Spinta delle terre

Spinta statica delle terreno

Per la spinta statica è stato considerato il caso di spinta a riposo, facendo riferimento ai parametri geotecnici desumibili dalla caratterizzazione geotecnica dell'intero progetto e trascurando la presenza della paratia prevista per la stabilizzazione delle parteti durante i lavori.

γ= 18 KN/mc ϕ=36° c=0 K_0= (1-sinϕ)= 0.412 h= 5.10 ml

q= 37.82 KN/mq

Spinta per sovraccarico permanente strada: 5.0 KN/mq => q= 2.06 KN/mq

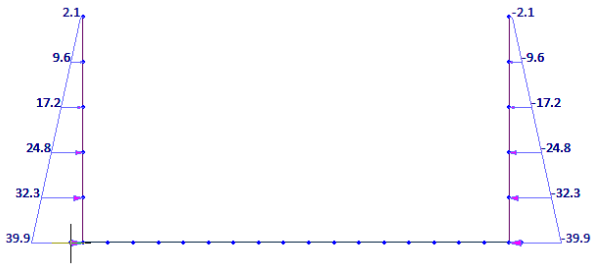


Figura 5.17 – Spinta statica delle terre

Spinta sismica

L'azione sismica del terrapieno viene considerata facendo riferimento al punto 7.11.6.2 delle NTC08.

a_g= 0.079 g Ss=1.60 terreno cat E

$a_{max}/g = S \cdot a_g$= 1.60·0.079g= 0.1264 g β_m= 1

k_h= 0.1264 k_v=+/- 0.0632

L'azione sismica viene considerata applicando l'incremento di spinta ricavato attraverso la relazione di Mononobe-Okabe, considerando la risultante applicata a 2/3 dell'altezza del paramento. Con attrito terra-muro nullo risulta.

θ= arctan [$k_h/(1- k_v)$] = 7°.6843 δ=0 => ΔS= 13.9 KN/m

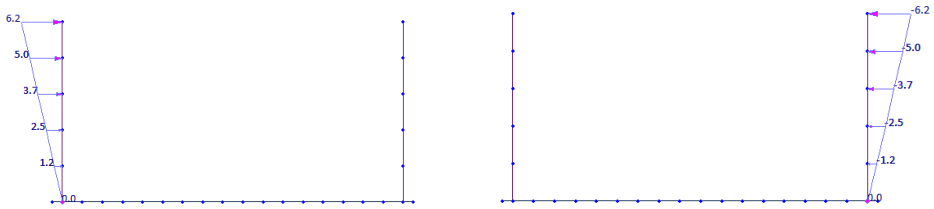


Figura 5.18 – Spinta delle terre per sisma da sinistra e da destra

5.2.3 Verifiche SLU-SLV

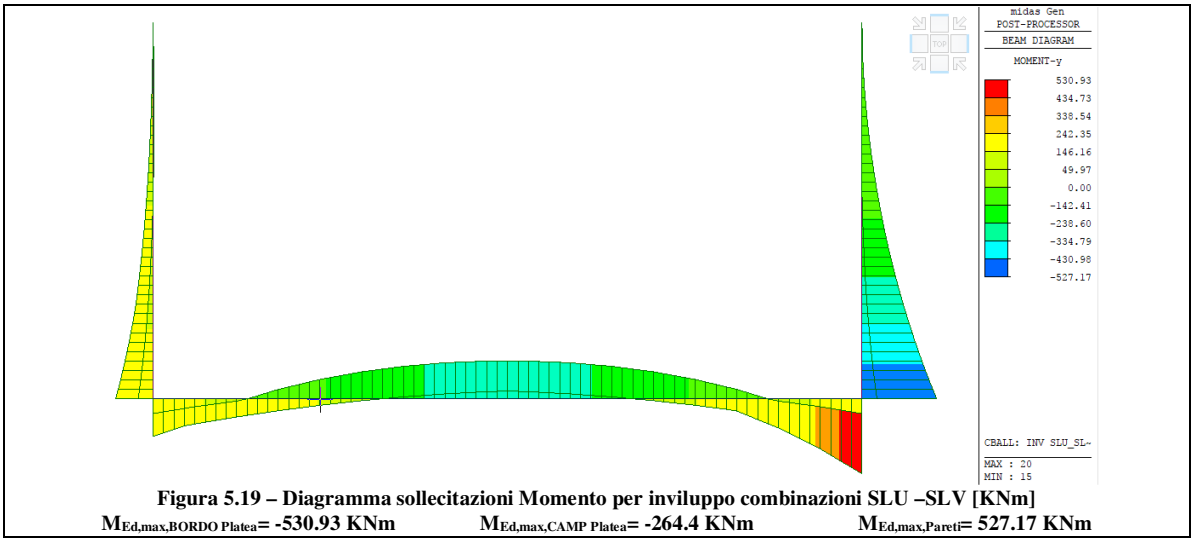


Figura 5.19 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLU –SLV [KNm]

$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -530.93 KNm $M_{Ed,max,CAMP\ Platea}$= -264.4 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 527.17 KNm

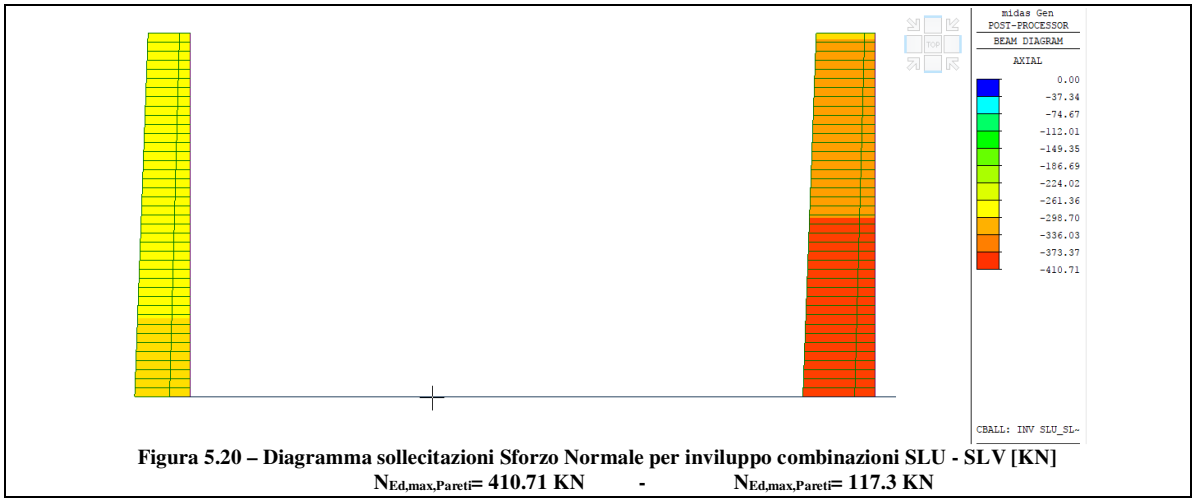


Figura 5.20 – Diagramma sollecitazioni Sforzo Normale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]

$N_{Ed,max,Pareti}$= 410.71 KN - $N_{Ed,max,Pareti}$= 117.3 KN

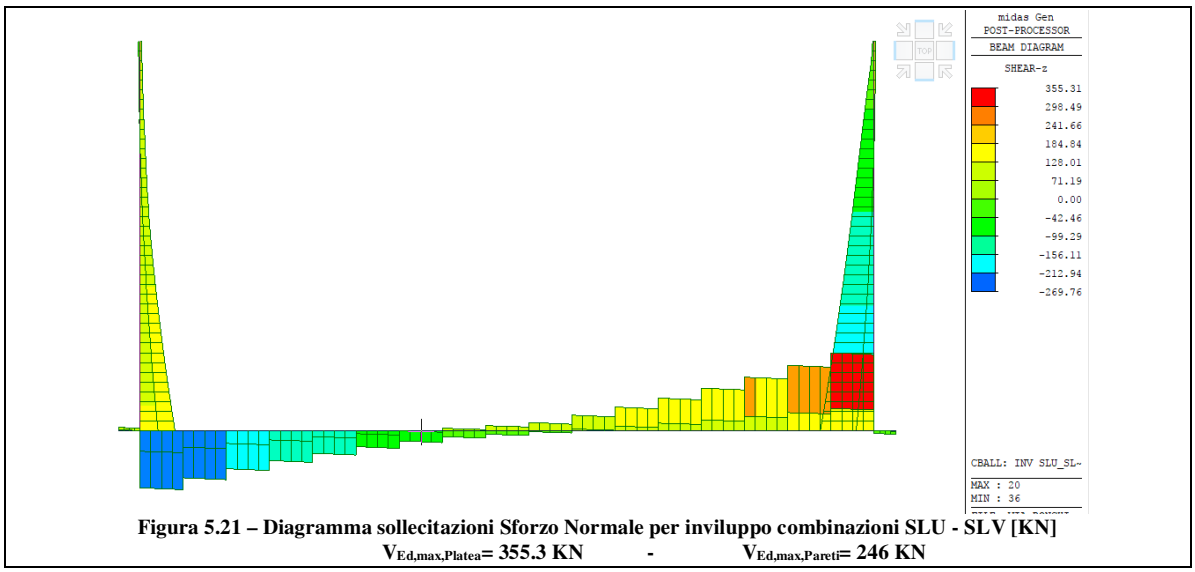
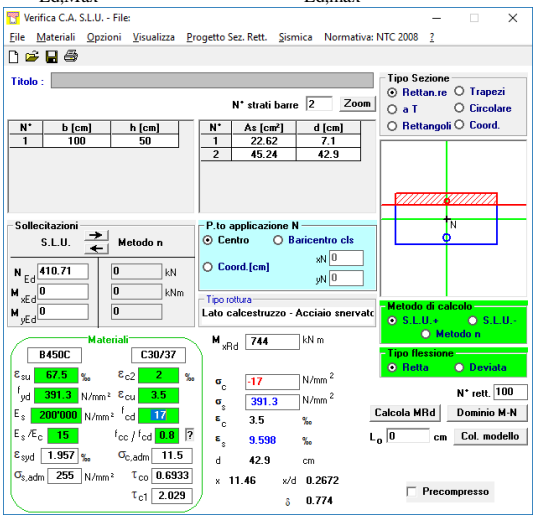


Figura 5.21 – Diagramma sollecitazioni Sforzo Normale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]

$V_{Ed,max,Platea}$= 355.3 KN - $V_{Ed,max,Pareti}$= 246 KN

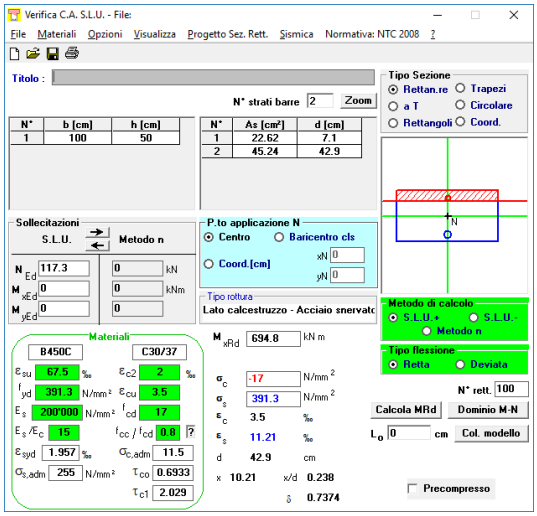
Verifica flessione sezione di base pareti

$N_{Ed,Max}$= 410.7 KN - $M_{Ed,max}$=527.2 KNm



M_{Rd} = 744 KNm > M_{Rd}

$N_{Ed,Min}$= 117.3 KN - M_{Ed}=233.62 KNm



M_{Rd} = 694.8 KNm> M_{Rd}

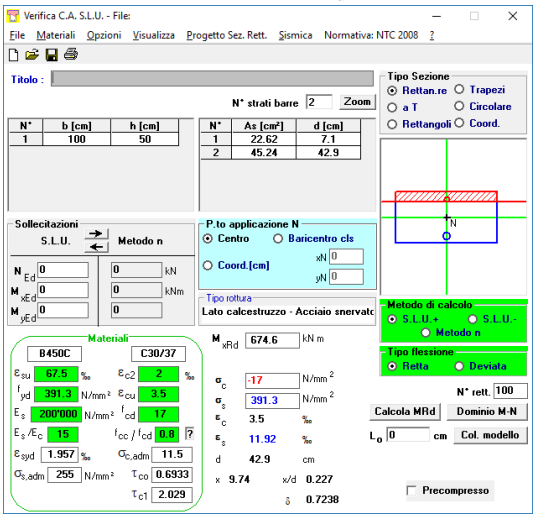
Verifica a taglio

$N_{Ed,min}$ = 117.3 KN/m => σ_0= 0.235 MPa k= 1.683 ρ= 1.053%

$V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15\ \sigma_0) \cdot d \cdot b_w$= 289.0 KN => **$V_{Rd}$= > $V_{Ed,Max}$ = 246 KN**

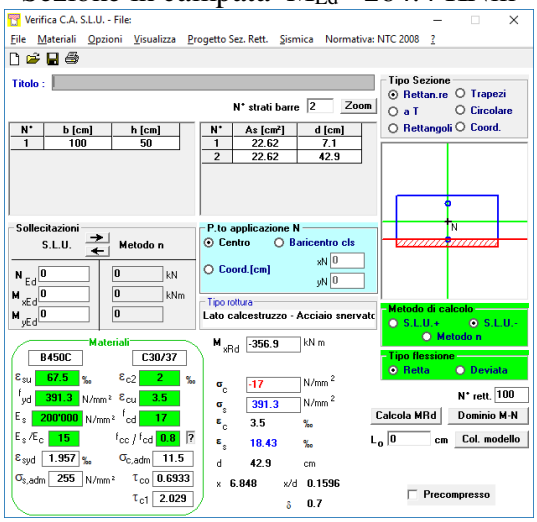
Verifica flessione platea

Sezione di estremità M_{Ed}=530.9 KNm



M_{Rd} = 674.6 KNm > M_{Ed}

Sezione in campata M_{Ed}= 264.4 KNm



M_{Rd} = 356.9 KNm> M_{Ed}

Verifica a taglio

$A_{sw}/s \cdot$= 2.825 mm $f_{yd} \cdot$=391 MPa f'_{cd}=8.5 MPa d=429 mm b_w= 1000 mm cotgθ=2

$V_{RSd}= 0.9 \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \cot g\theta$ => V_{RSd}= 852 KN

$V_{RCd}= 0.9 \cdot d \cdot b_w\ f'_{cd}\ (1+\cot g\theta)/(1+ \cot g^2\theta)$=> V_{RCd}= 1969 KN

V_{Rd}= 581 KN > $V_{Ed,Max}$

5.2.4 Verifiche SLE

Combinazioni SLE Rara

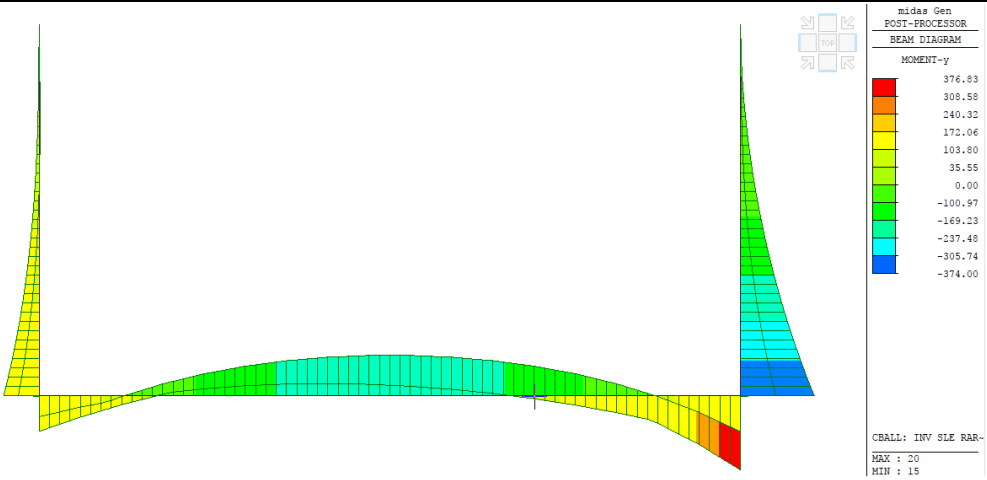


Figura 5.22 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Rara [KNm]

$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -376.8 KNm $M_{Ed,max,CAMP\ Platea}$= 204.3 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 374.0 KNm

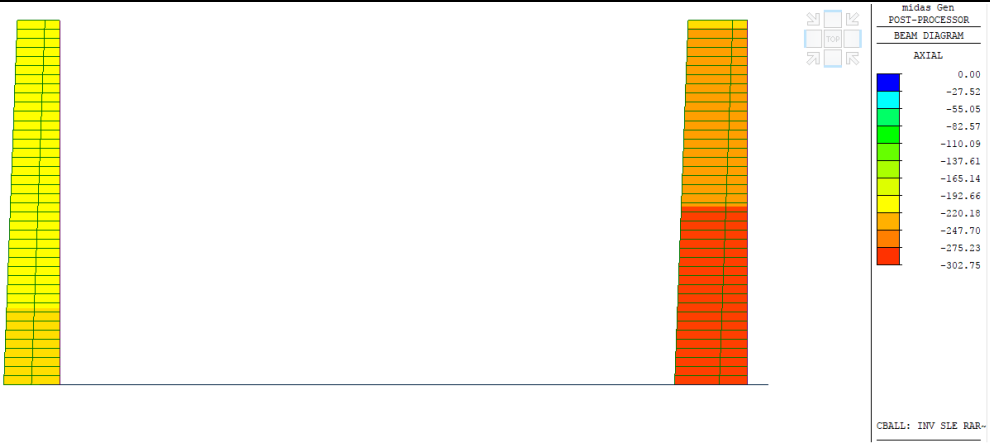


Figura 5.23 – Diagramma sollecitazioni Sforzo Normale per inviluppo combinazioni SLE Rara [KN]

$N_{Ed,max,Pareti}$= 302.75 KN - $N_{Ed,max,Pareti}$= 232.0 KN

Combinazioni SLE Frequente

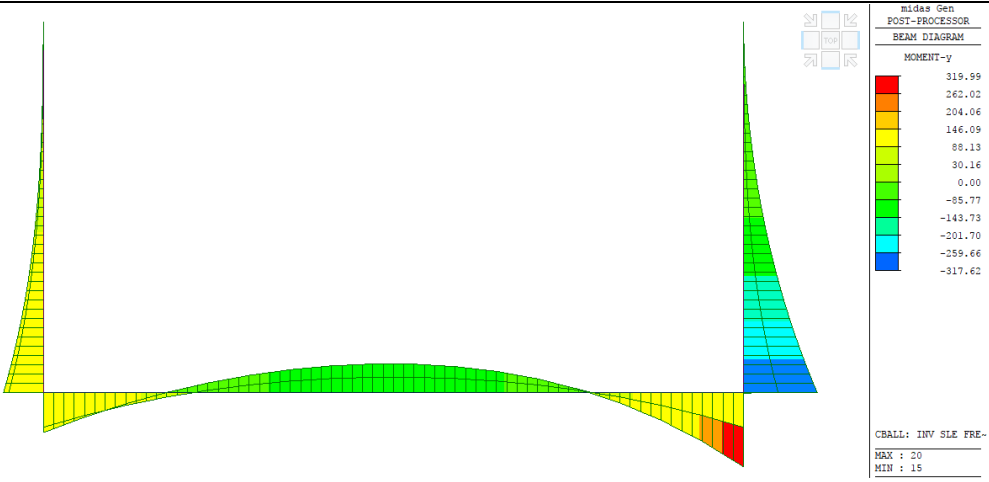


Figura 5.24 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Frequente [KNm]

$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -320.8 KNm $M_{Ed,max,CAMP\ Platea}$= 123.7 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 317.62 KNm

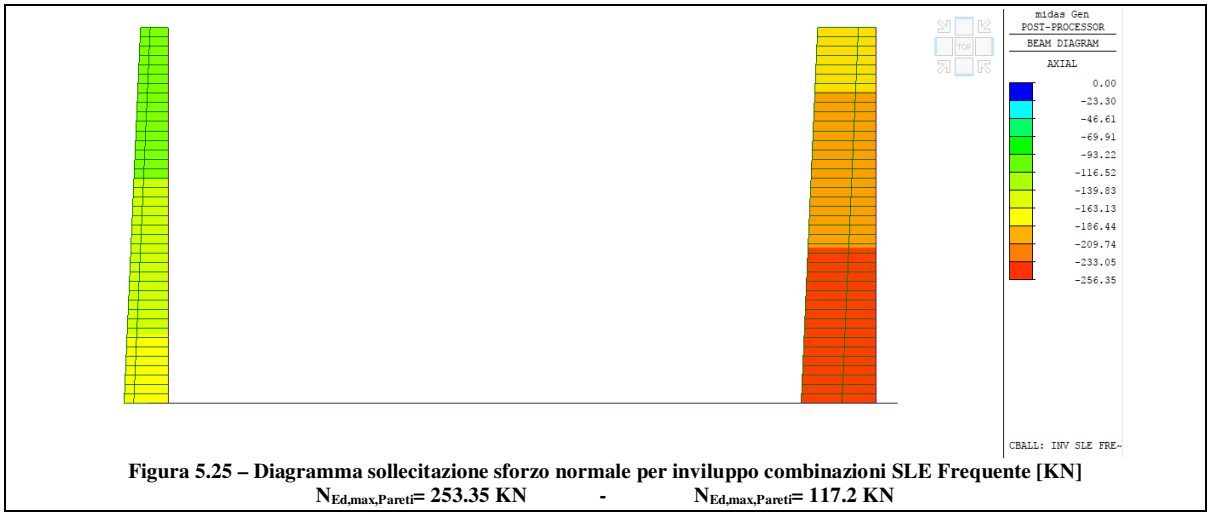


Figura 5.25 – Diagramma sollecitazione sforzo normale per inviluppo combinazioni SLE Frequente [KN]

$N_{Ed,max,Pareti}$= 253.35 KN - $N_{Ed,max,Pareti}$= 117.2 KN

Combinazioni SLE Quasi Permanente

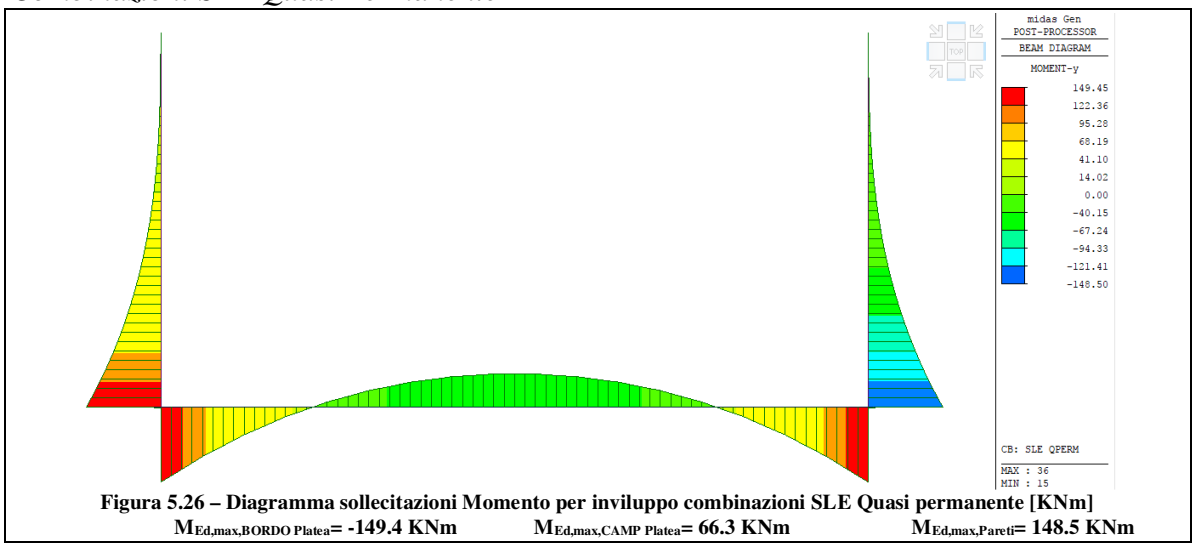


Figura 5.26 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Quasi permanente [KNm]

$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -149.4 KNm $M_{Ed,max,CAMP\ Platea}$= 66.3 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 148.5 KNm

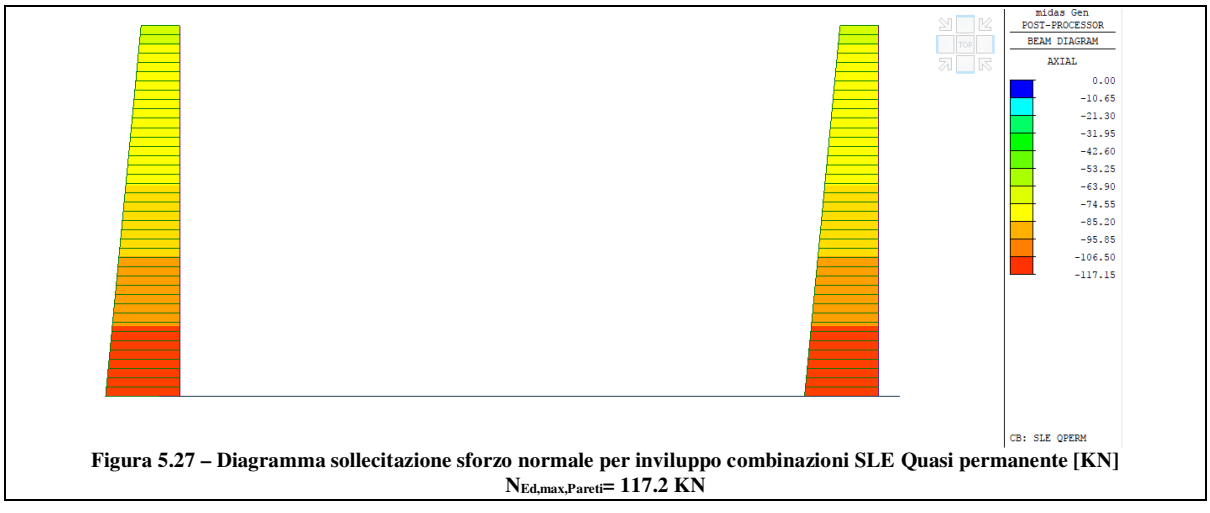


Figura 5.27 – Diagramma sollecitazione sforzo normale per inviluppo combinazioni SLE Quasi permanente [KN]

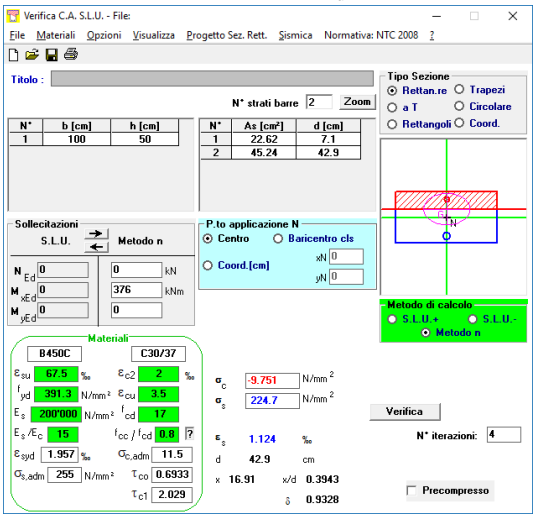
$N_{Ed,max,Pareti}$= 117.2 KN

5.2.4.1 Verifica tensionale

Per comb. rara: $\sigma_{c,Max}$= 0.60 fck= 18.0 MPa
Per comb. quasi perm: $\sigma_{c,Max}$= 0.45 fck= 13.5 MPa
Per combinazioni SLE: $\sigma_{s,Max}$= 0.8 fyk= 360 MPa

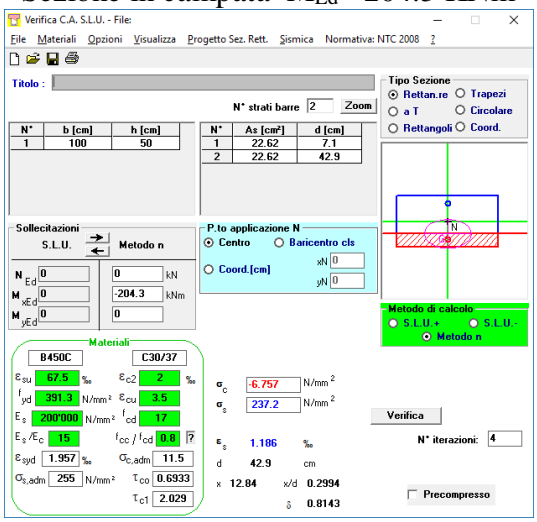
Verifica platea per combinazioni SLE Rara

Sezione di estremità M_{Ed}=376.8 KNm



σ_c = 9.8 MPa < 0.6 fck
σ_s = 224.7 MPa < 0.8 f_{yk}

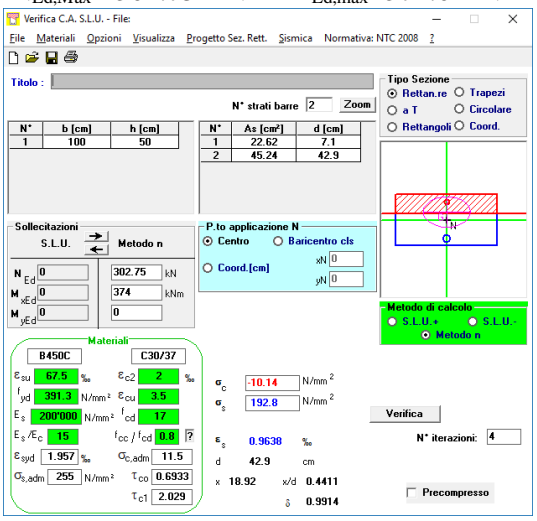
Sezione in campata M_{Ed}= 204.3 KNm



σ_c = 6.8 MPa < 0.6 fck
σ_s = 237.2 MPa < 0.8 f_{yk}

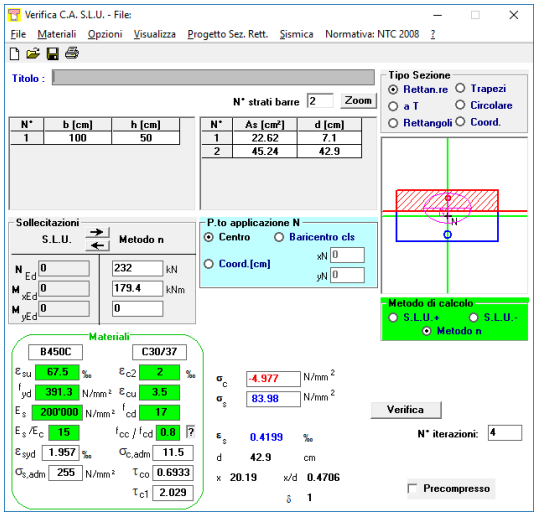
Verifica Pareti per combinazioni SLE Rara

$N_{Ed,Max}$= 302.75 KN - $M_{Ed,max}$=374.0 KNm



σ_c = 10.2 MPa < 0.6 fck
σ_s = 192.8 MPa < 0.8 f_{yk}

$N_{Ed.Min}$= 232.0 KN - M_{Ed}=179.4 KNm



σ_c = 5.0 MPa < 0.6 fck
σ_s = 84.0 MPa < 0.8 f_{yk}

Le verifica tensionale per combinazioni SLE Frequenti, si ritengono soddisfatte essendo le tensioni per combinazioni Rara inferiori al limite di 0.45 f_{ck} .

5.2.4.2 Verifica fessurazione

Per verifica a fessurazione si considera come stato limite l'apertura delle fessure, facendo riferimento al punto 4.1.2.2.4. Si considera:

- Condizioni ambientali molto aggressive
- Armature poco sensibili

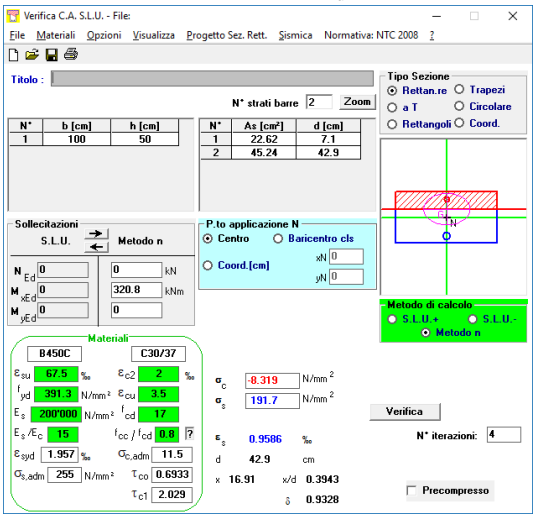
Per le seguente combinazioni si ha:

Combinazione SLE Frequente: $w_d < w_1$

Combinazione SLE Quasi Permanente: $w_d < w_1$

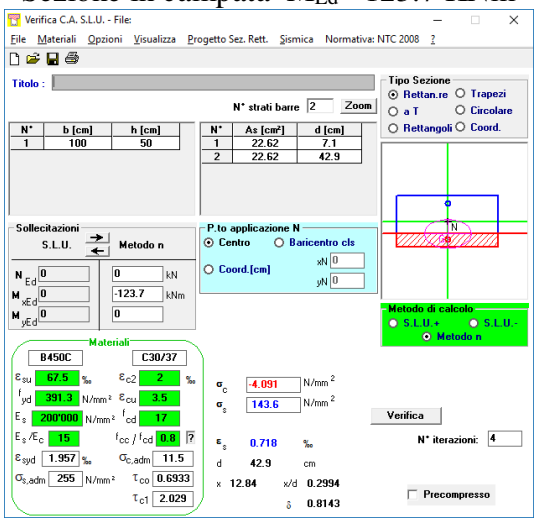
Sollecitazioni platea per combinazioni SLE Frequente

Sezione di estremità M_{Ed}=320.8 KNm



σ_s = 191.7 MPa => w_d = 0.171 mm < w_1

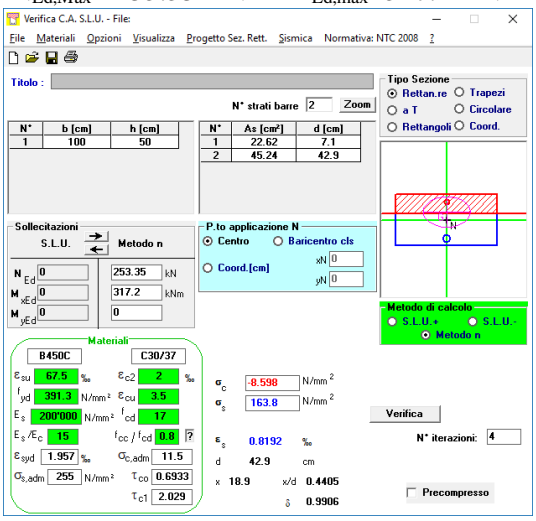
Sezione in campata M_{Ed}= 123.7 KNm



σ_s = 143.6 MPa

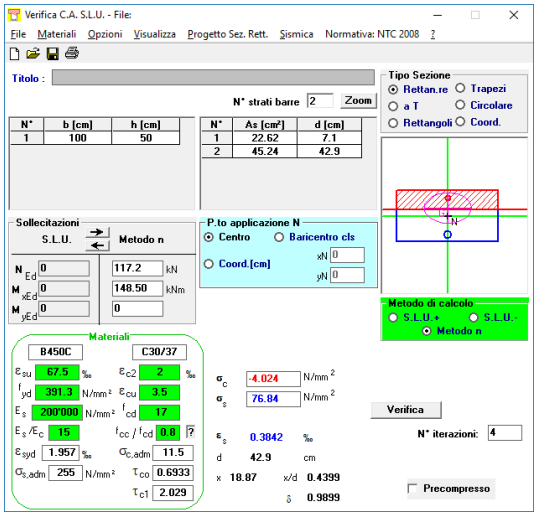
Sollecitazioni Pareti per combinazioni <u>SLE Frequente</u>

$N_{Ed,Max}$= 253.35 KN - $M_{Ed,max}$=317.2 KNm



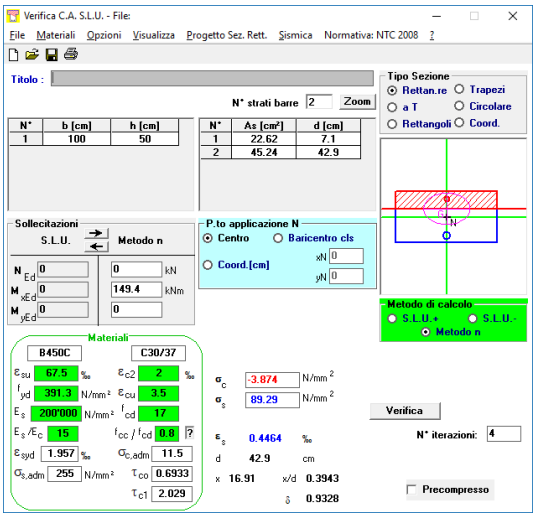
σ_s = 163.8 MPa

$N_{Ed,Min}$= 117.2 KN - M_{Ed}=148.50 KNm



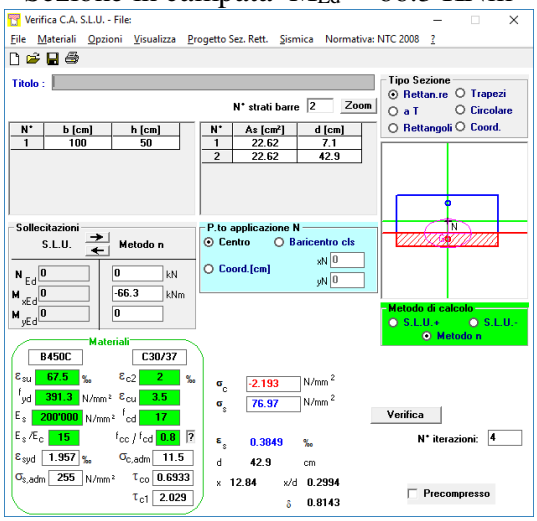
σ_s = 76.9 MPa

Sezione di estremità M_{Ed}=149.4 KNm



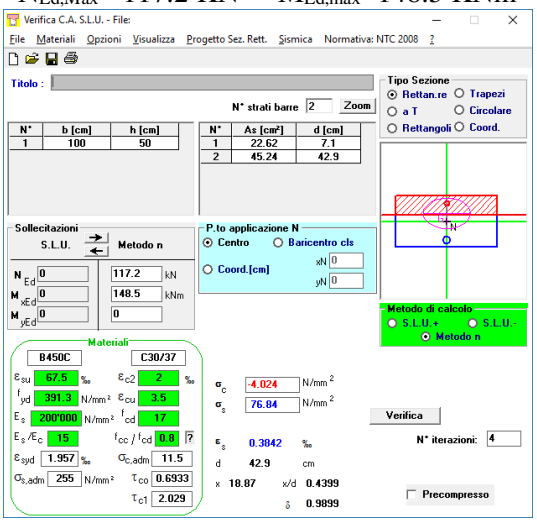
σ_s = 89.3 MPa

Sezione in campata M_{Ed}= -66.3 KNm



σ_s = 77.0 MPa

$N_{Ed,Max}$= 117.2 KN - $M_{Ed,max}$=148.5 KNm



σ_s = 76.9 MPa

La verifica a fessurazione a meno della sezione di estremità per la combinazione frequente risulta soddisfatta senza effettuare calcolo diretto, ma facendo riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III delle NTC08, in relazione alle condizioni ambientali aggressive, alla combinazioni di carico ed all'armatura poco sensibile.

Le tensioni nella barre di armatura risultano inferiori ai limiti indicati nelle tabelle sopra richiamate in relazione al limite di apertura delle fessure (w_1< 0.2 mm), diametro ed al passo delle armature previste in progetto.

Per la Sezione di estremità nella combinazione frequente la verifica è la seguente

Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto		c (mm)	40
fck (MPa)	35	Diametro barra		Ø (mm)	24
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	500	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	110300	k3	3.4
As (mmq)	4524	ρeff (%)	4.102%	k4	0.425
σs (MPA)	191.7		**As (mm)**	**235**	
x (mm)	169.1		**εsm**	**7.261E-04**	
kt (0.4-0.6)	0.4		w (mm)	0.20	
		wd (mm)		**0.171**	

5.2.5 Portanza fondazione

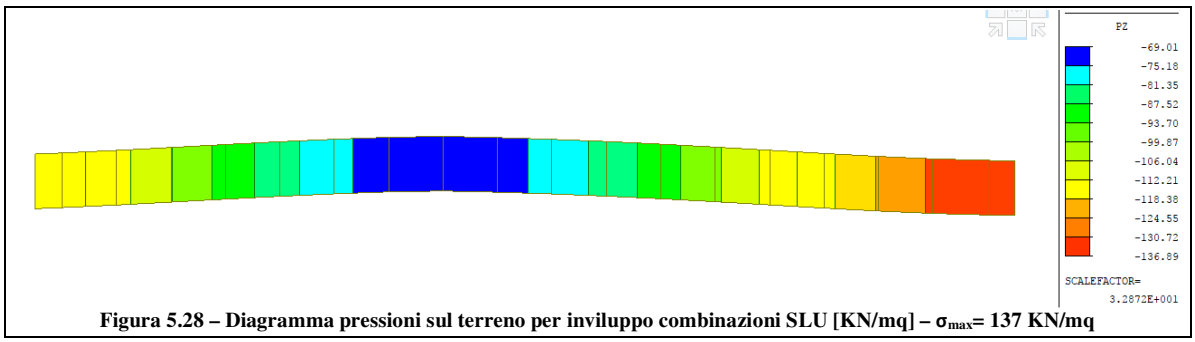


Figura 5.28 – Diagramma pressioni sul terreno per inviluppo combinazioni SLU [KN/mq] – σ_{max}= 137 KN/mq

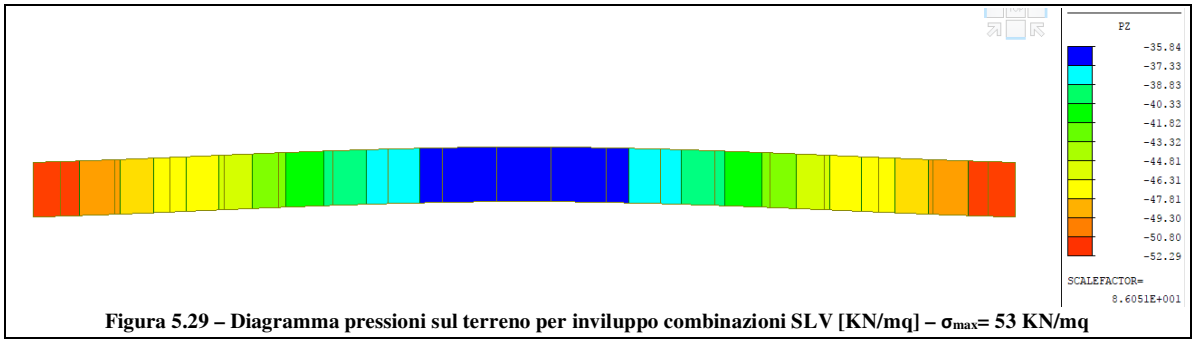


Figura 5.29 – Diagramma pressioni sul terreno per inviluppo combinazioni SLV [KN/mq] – σ_{max}= 53 KN/mq

Le tensioni indotte sul terreno dalla fondazione sono state calcolate modellando l'intera struttura e schematizzando l'interazione suolo-struttura è stata alla Winkler con costante di sottofondo pari a K=1 kg/cm^3.

La verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono svolte come indicato in 6.4.2.1 delle NTC2008, secondo l'*Approccio 2* (A1+M1+R3) e, il coeff. parziale per la verifica di capacità portante è γ_R=2,3, come indicato in tab. 6.4.1 delle NTC2008.

Il carico limite dell'insieme fondazione terreno viene ricavato impiegando la formula di Terzaghi-Hansen, considerando il piano di posa della fondazione ad una profondità di 4.1 ml dal piano del ferro, considerando i seguenti parametri geotecnici relativi allo strato di sabbia fine limosa, presente alla quota di imposta della fondazione ed i coefficienti correttivi dovuti alla dimensione della fondazione. La capacità portante viene calcolata considerando solo il termine $q \cdot Nq$

Il livello dell'acqua si considera al di sopra dell'estradosso della platea di fondazione.

I parametri di geotecnici caratteristici sono: γ_k=19 KN/mc, γ_{sk}=20 KN/mc φ_k=36° c=0

q=70 KN/mq Nq=37.75 => q_u= 2642 KN/mq R_3=2.3 =>

q_{lim}= 1148 MPa > $\sigma_{t,MAX}$

5.3 PARATIA SU VIA RONCHI

La paratia ha la funzione di sostenere lo scavo e garantire il transito nella strada ai mezzi diretti all'area portuale. Sarà costituita da micropali verticali d=139.7/10 di lunghezza 12 ml posti a passo 40 cm e micropali inclinati con funzione di tiranti dello stesso diametro e lunghezza posti a passo 1.20 ml.
La paratia è stata verificata considerando per il terreno a monte durante le fasi di lavoro un traffico stradale di 20 KN/mq e le reazioni delle travi appoggiate al cordolo.

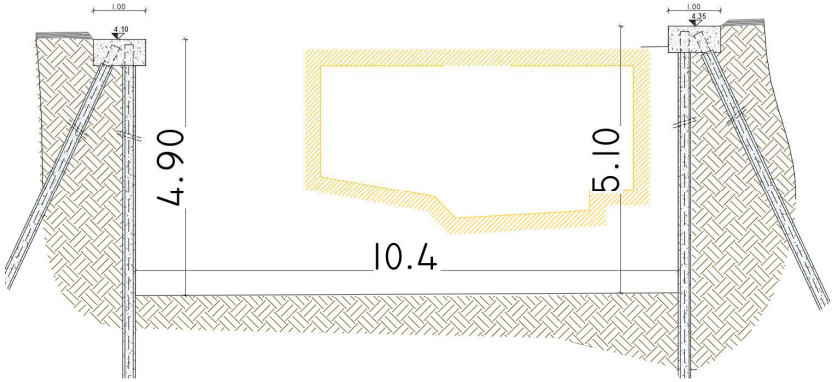


Figura 5.30 – Sezione del canale a paratia ultimate

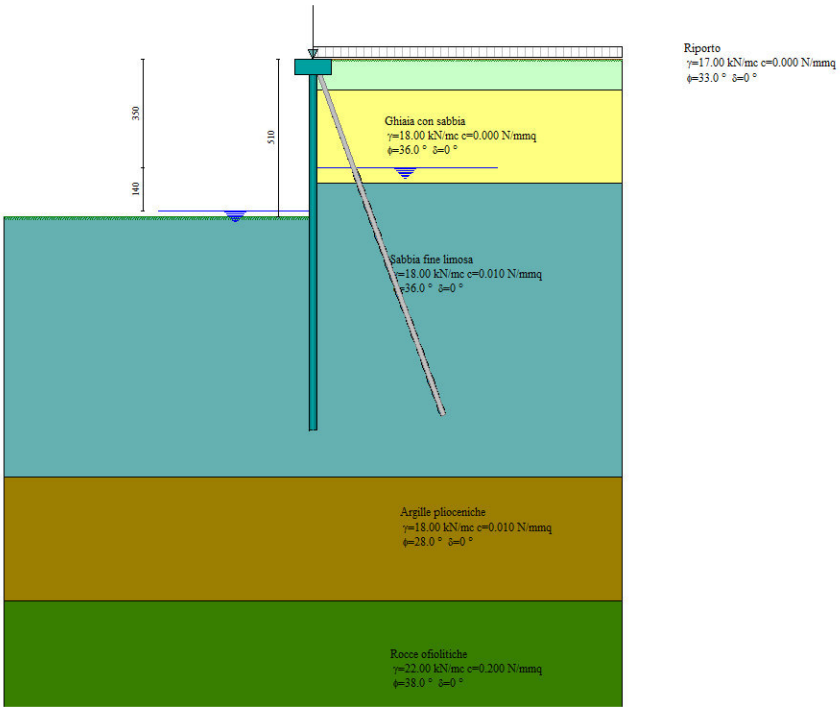


Figura 5.31 – Modello di calcolo

5.3.1 Risultati analisi di stabilità

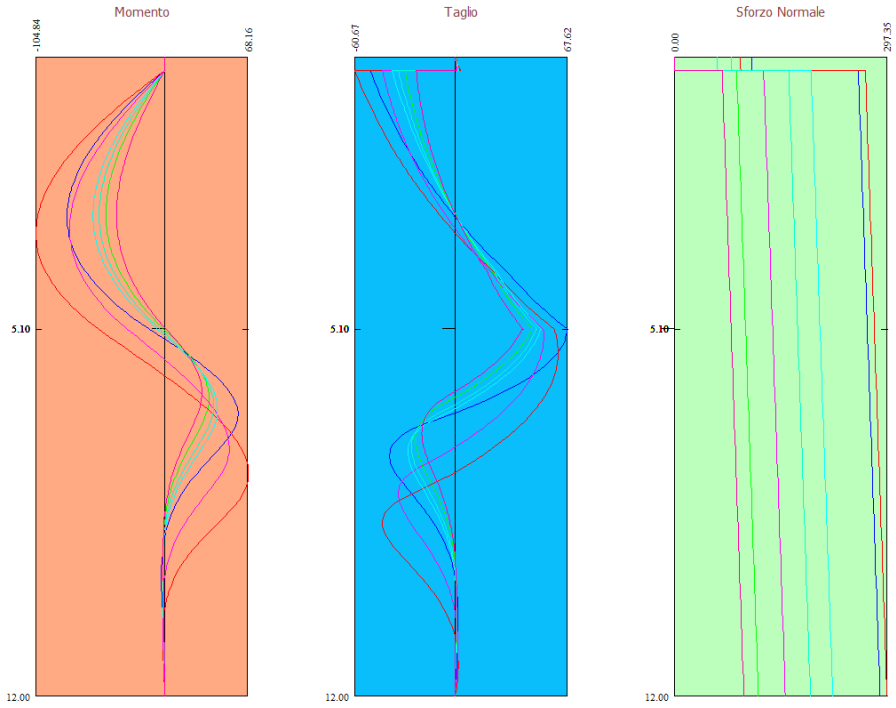


Figura 5.32 – Inviluppo dei diagrammi di sollecitazione della paratia

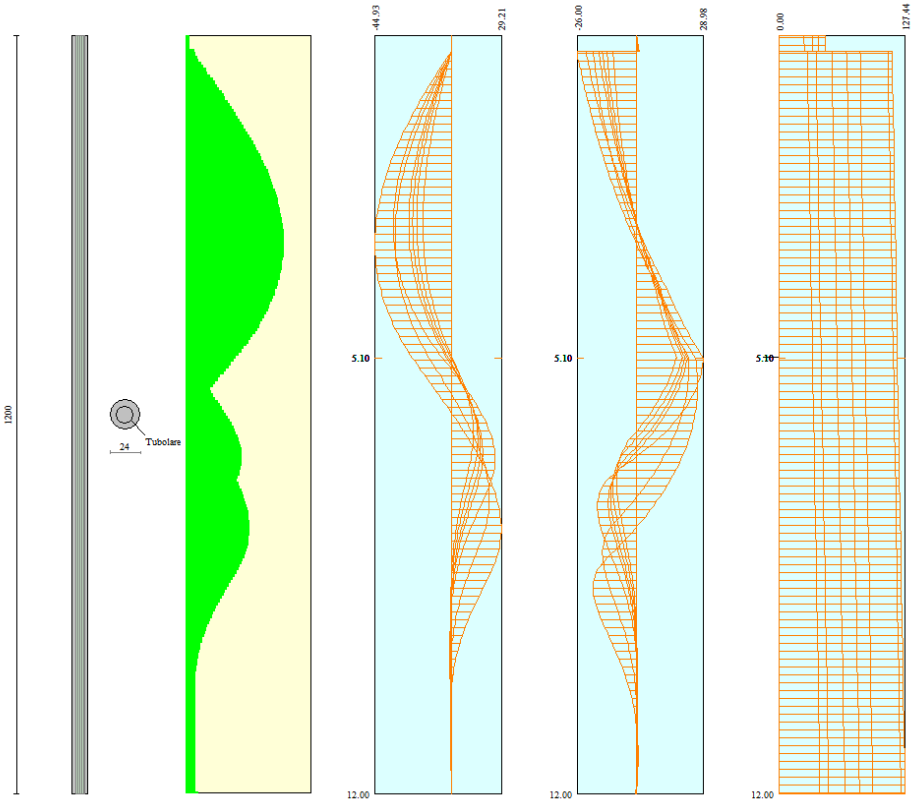


Figura 5.33 – Inviluppo dei diagrammi di sollecitazione per singolo micropalo

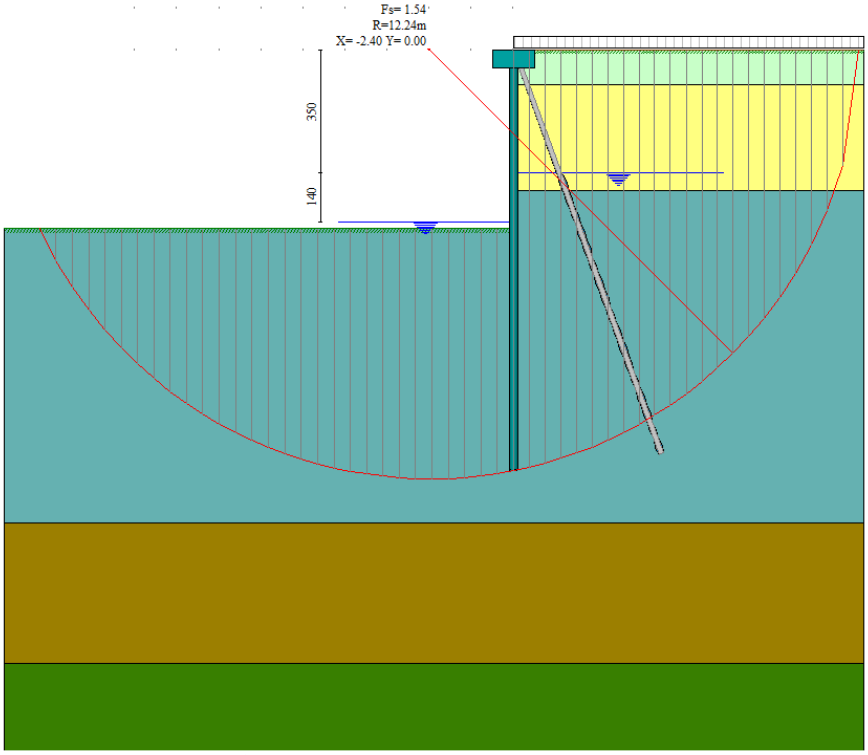


Figura 5.34 – Verifica di stabilità globale a coefficiente minimo per combinazioni A2+M2 – FSmin=1.54

Risultati Tiranti

Y [m]	nt	N [kN]	L [m]	Lf [m]	sf [N/mmq]	Fs
0.25	7	238.47	12.00	8.64	58.526	1.25

Help

Dettagli tirante 1 (y = 0.25 m)

Comb n°	h [m]	N [kN]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	N/ml [kN]
1	5.10	203.21	0.5151	10.30	6.90	54.06 * 148.52
2	5.10	118.49	0.2431	7.50	4.10	31.52 * 86.60
3	5.10	238.47	0.5664	10.20	6.80	63.44 * 174.29
4	5.10	170.06	0.3418	8.30	4.90	45.24 * 124.29
5	5.10	151.17	0.3870	5.90	2.50	40.21 * 110.49
6	5.10	135.78	0.3372	5.60	2.20	36.12 * 99.24
7	5.10	90.81	0.1901	4.90	1.50	24.16 * 66.37

Figura 5.35 – Tabella risultati dei micropali inclinati con funzione di tiranti – FS=1.25

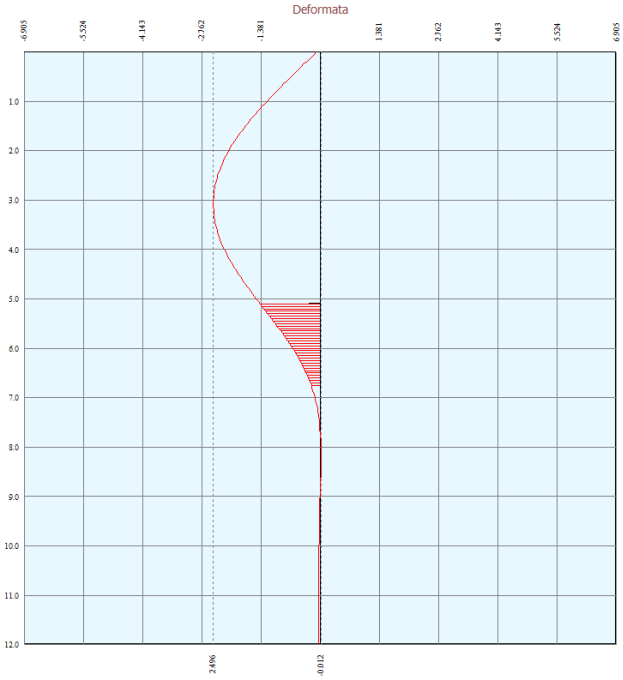


Figura 5.36 – Deformata massima paratia per combinazione SLE Rara - δ~3 mm

5.4 CANALE TRATTO SEZ. 4-5 – INTERFERENZA IMPIANTI

Da Via Ronchi, sino allo sbocco a mare è previsto di realizzare un canale a cielo aperto costituito da una sezione C che verrà realizzato con la sequenza indicata nel progetto.

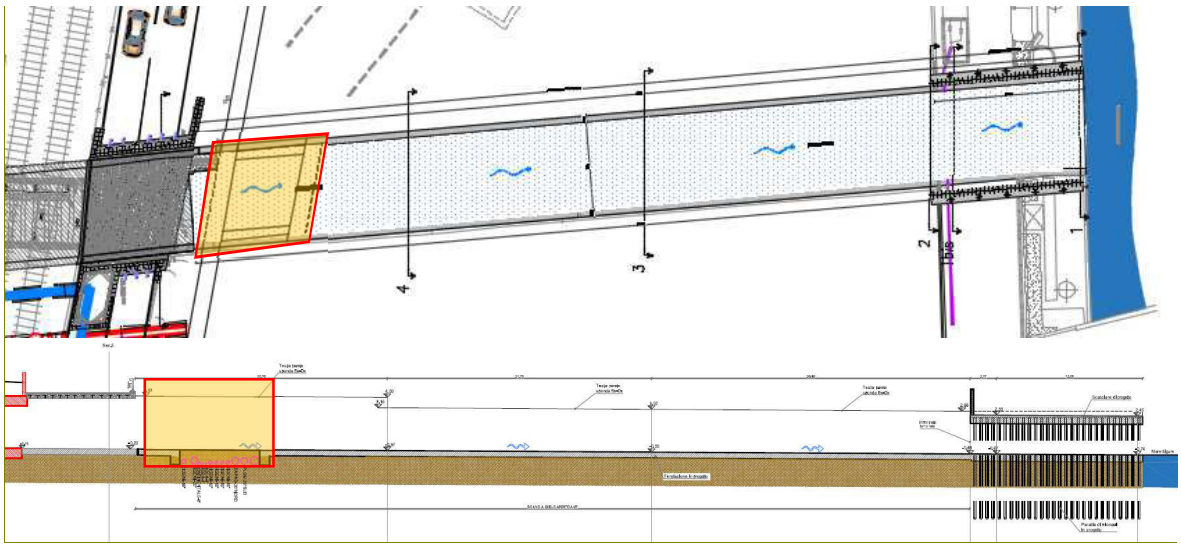


Figura 5.37 – Planimetria e sezione longitudinale del canale trasversale del canale

A valle del ponte su Via Ronchi sono presenti vari impianti che da quanto è stato possibile indagare, risultano a livello dell'intradosso della soletta di fondo del canale. E' stato quindi previsto di realizzare una sezione del canale differente, non eseguendo la platea di fondo con funzione strutturale, ma una semplice soletta di spessore minimo per dare continuità al fondo del canale.
Lungo la sponda destra la struttura verrà realizzata in aderenza ad un muro di contenimento esistente dell'area portuale e, l'eventuale interferenza con le fondazioni dello stesso, ne comporterà la demolizione delle parti interferenti a tratti con l'esecuzione di opere in sottofondazione.

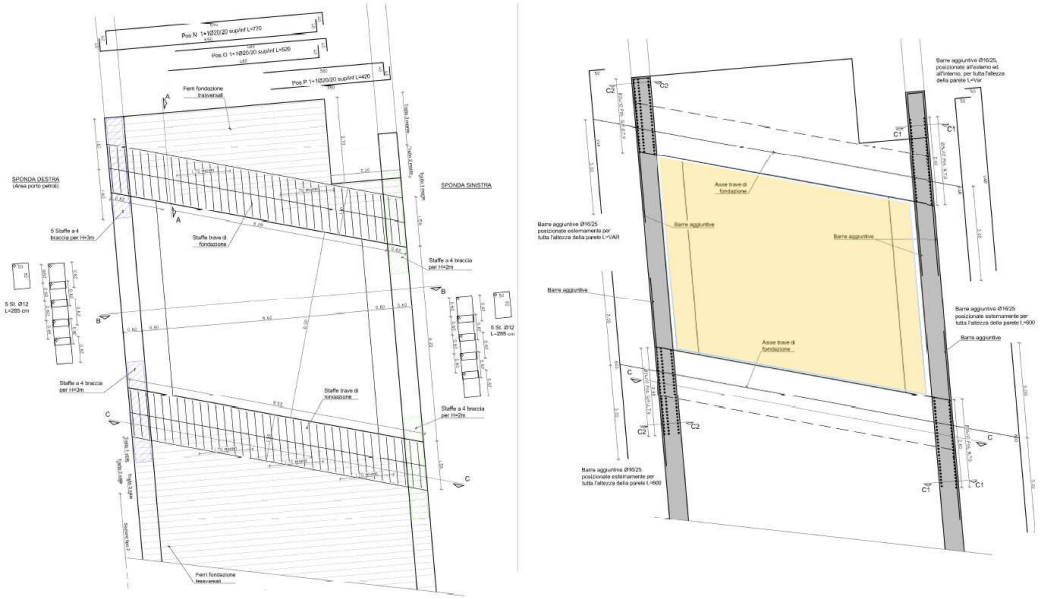


Figura 5.38 – Pianta del tratto di canale in corrispondenza del passaggio degli impianti. Evidenziata la parte priva della platea di fondo strutturale

5.4.1 Caratterizzazione delle azioni

5.4.1.1 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3

5.4.1.2 Spinta delle terre

Spinta statica delle terreno

Per la spinta statica è stato considerato il caso di spinta a riposo, facendo riferimento ai parametri geotecnici desumibili dalla caratterizzazione geotecnica dell'intero progetto e trascurando la presenza della paratia prevista per la stabilizzazione delle parteti durante i lavori.

γ= 18 KN/mc ϕ=30° c=0 $K_a = tg^2(45-\phi/2)$= 0.333 h= 5.10 ml

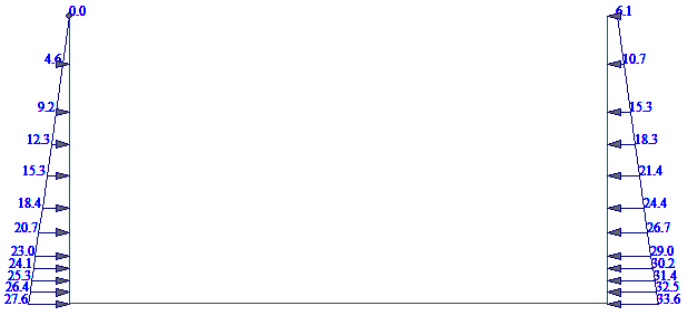


Figura 5.39 – Spinta statica delle terre

Spinta dovuta ai sovraccarichi

Si considera per il parco dell'area portuale un sovraccarico di 50 KN/mq e si trascura la presenza del muro di contenimento esistente.

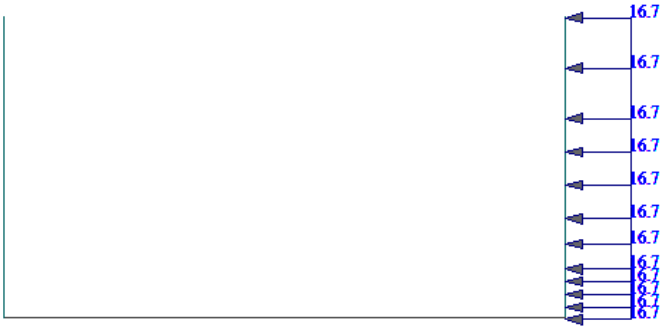


Figura 5.40 – Spinta statica delle terre dovuto al sovraccarico

Spinta sismica

L'azione sismica del terrapieno viene considerata facendo riferimento al punto 7.11.6.2 delle NTC08.

a_g= 0.079 g Ss=1.60 terreno cat E

$a_{max}/g = S \cdot a_g$= 1.60·0.079g= 0.1264 g β_m= 1

k_h= 0.1264 k_v=+/- 0.0632

L'azione sismica viene considerata applicando l'incremento di spinta ricavato attraverso la relazione di Mononobe-Okabe, considerando la risultante applicata a 2/3 dell'altezza del paramento. Con attrito terra-muro nullo risulta.

θ= arctan [$k_h/(1- k_v)$] = 7°.6843 δ=0 => ΔS= 16.1 KN/m

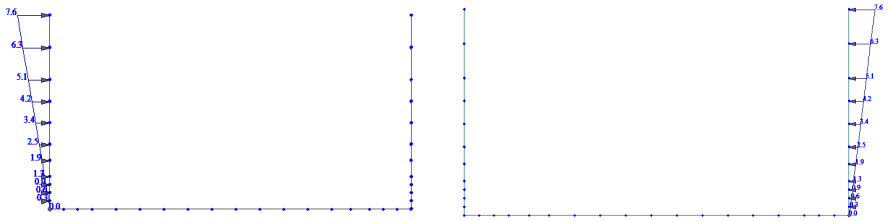


Figura 5.41 – Spinta delle terre per sisma da sinistra e da destra

Spinta idraulica

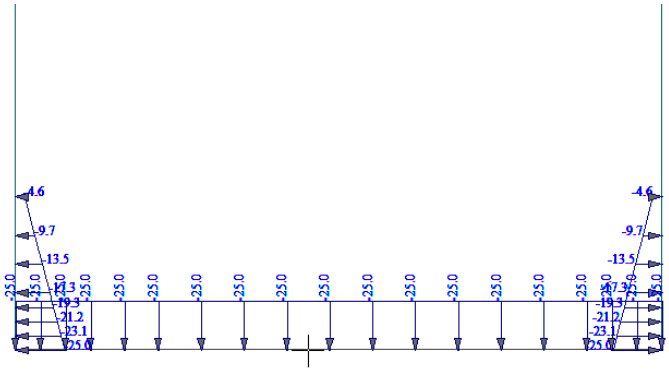


Figura 5.42 – Spinta idraulica per la portata T200

5.4.2 Verifiche SLU-SLV

5.4.2.1 Parete in sponda destra

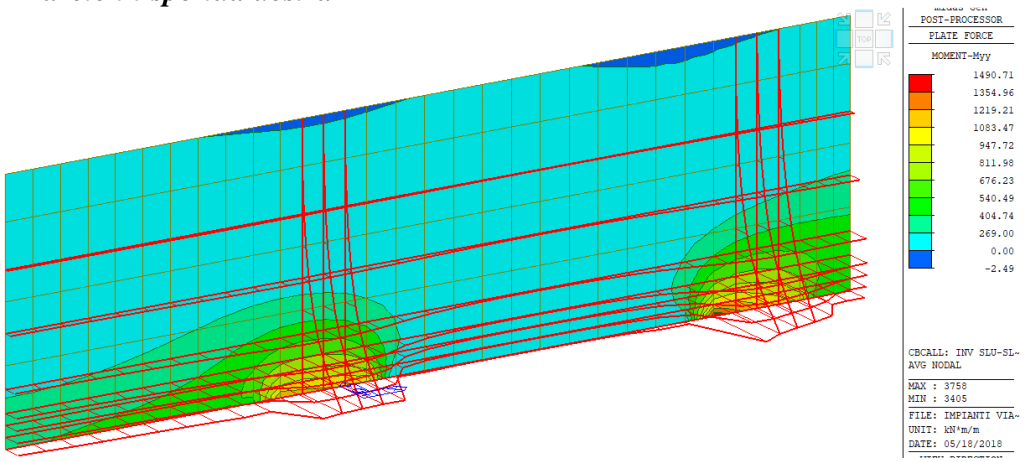
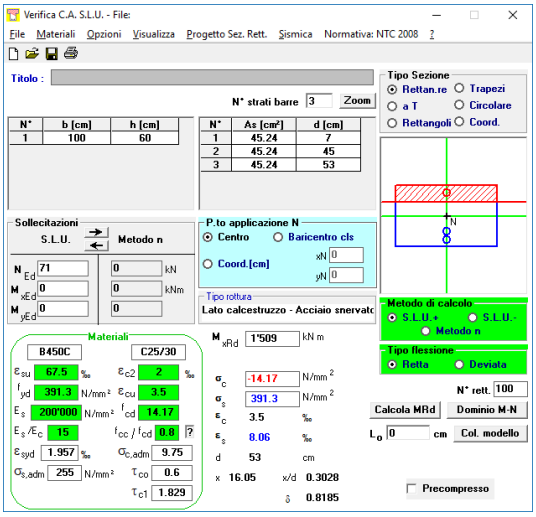


Figura 5.43 – Diagramma sollecitazioni momento flettente nel piano verticale per inviluppo combinazioni SLU –SLV
Sezione base parete: $M_{Ed,max}$= -1490.81 KNm

Sezione base parete

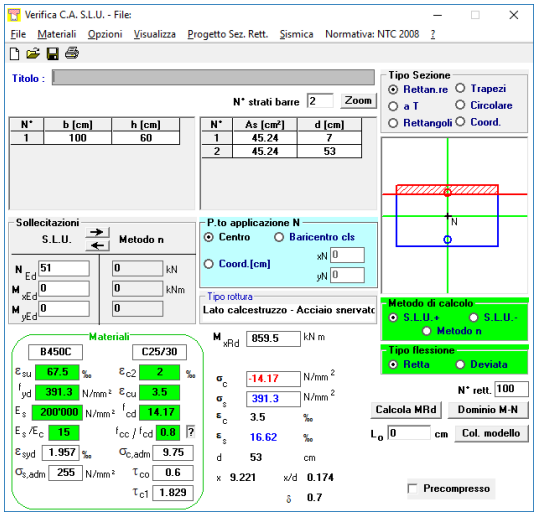
$N_{Ed.Min}$= 71 KN - M_{Ed}=1490.8 KNm



M_{Rd} = 1509 KNm > M_{Ed}

Sezione parete H= 1ml

Piano vert- $N_{Ed.Min}$= 51 KN - M_{Ed}=496.4 KNm



M_{Rd} = 859.5 KNm > M_{Ed}

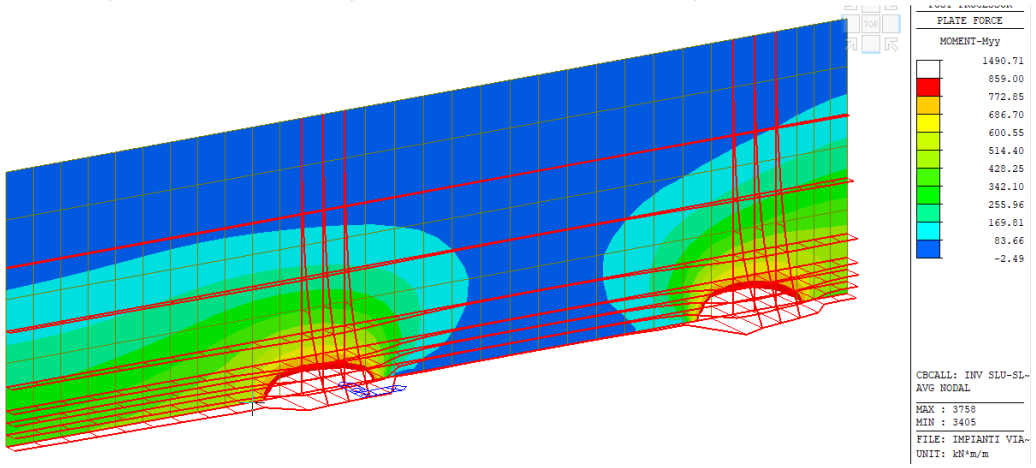


Figura 5.44 – Diagramma sollecitazioni momento flettente nel piano verticale per inviluppo combinazioni SLU –SLV
In bianco le zona con sollecitazione $M_{Ed,max}$> 859 KNm *(armatura 1+1 Ø24/10)*

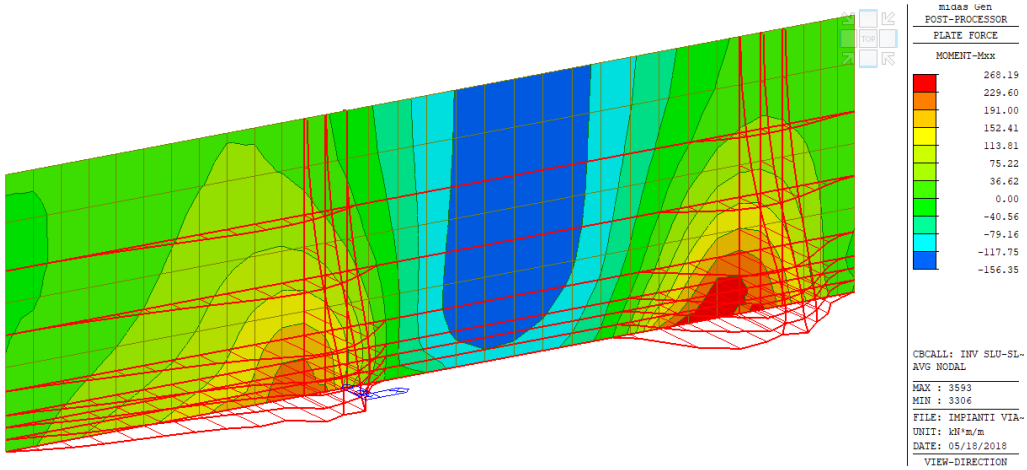
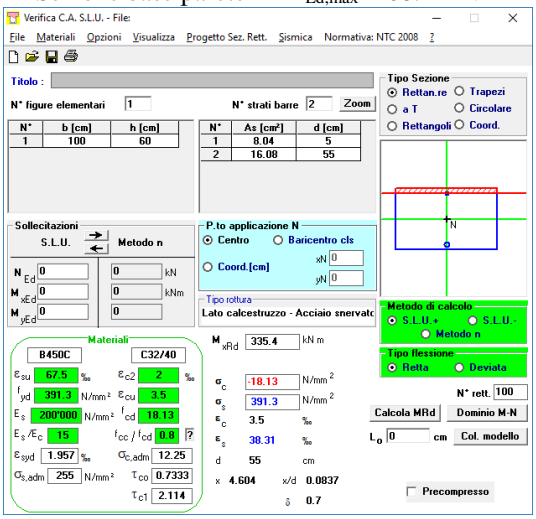


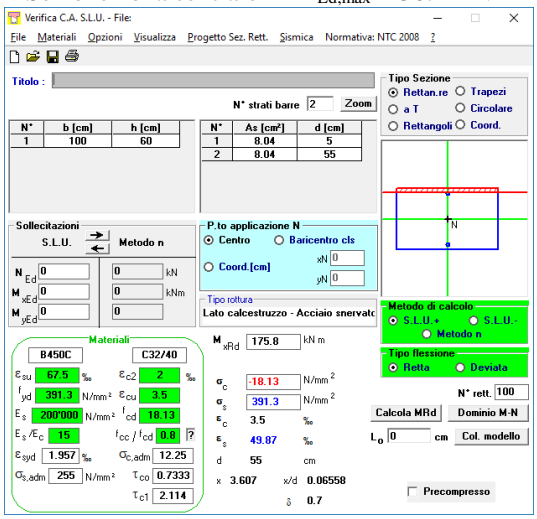
Figura 5.45 – Diagramma sollecitazioni momento flettente nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU –SLV
Sezione base parete: $M_{Ed,max}$= -268.2 KNm Sezione sommità parete: $M_{Ed,max}$= +156.4 KNm

Sezione base parete - $M_{Ed,max}$=268.2 KNm



M_{Rd} = 335.4 KNm > M_{Ed}

Sezione zona centrale - $M_{Ed,max}$=156.4 KNm



M_{Rd} = -/+175.8 KNm > |M_{Ed}|

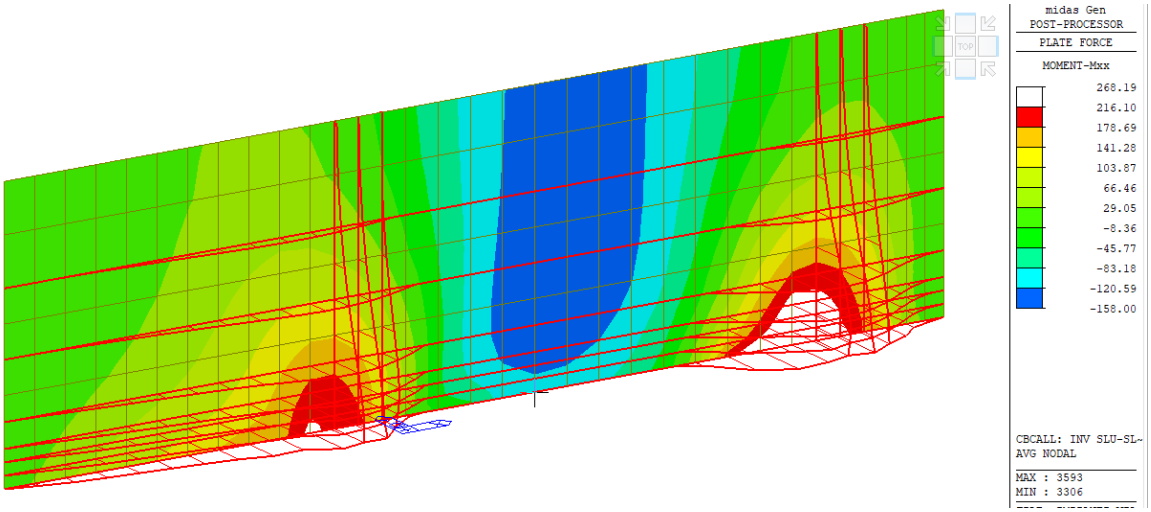


Figura 5.46 – Diagramma sollecitazioni momento flettente nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU –SLV
In bianco le zona con sollecitazione $M_{Ed,max}$> 216.1 KNm *(armatura 1+1 Ø16/25)*

Verifica a taglio

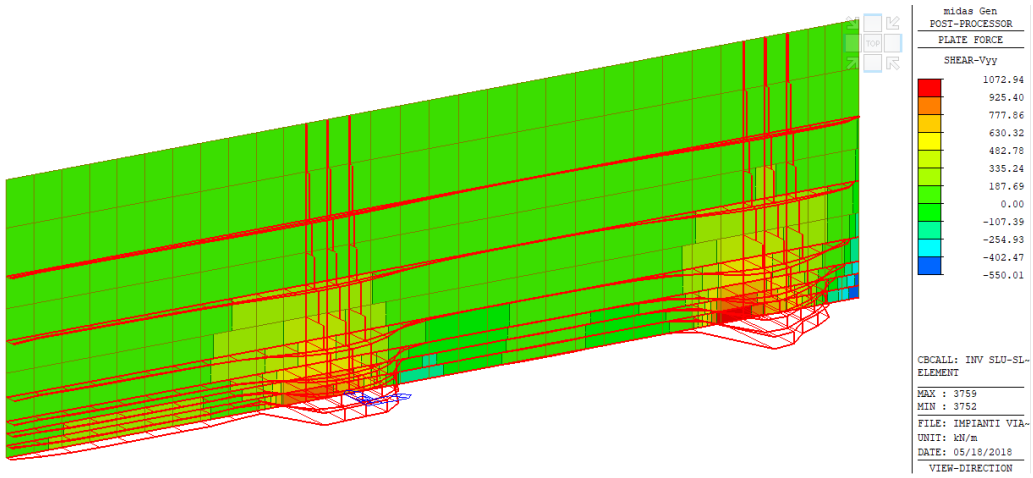


Figura 5.47 – Diagramma sollecitazioni di Taglio nel piano verticale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
$V_{Ed,max,}$= 1072 KN

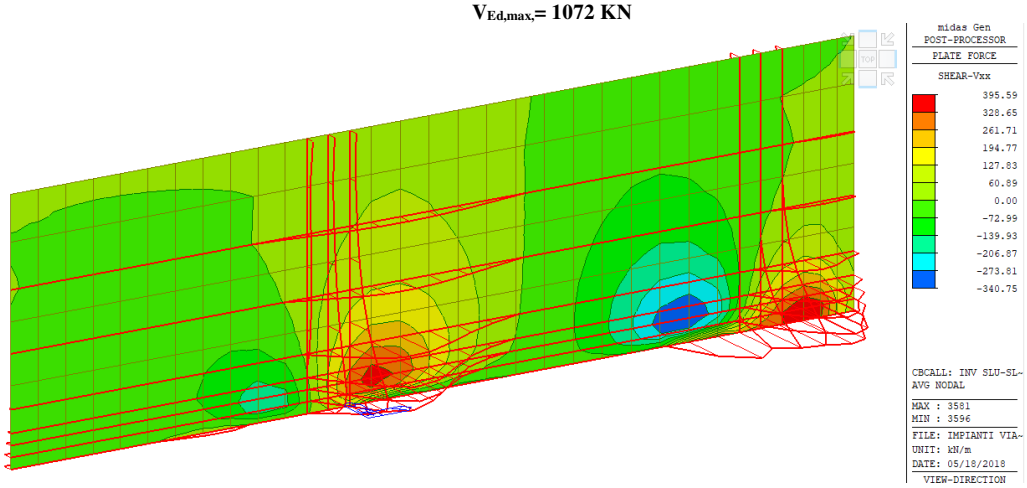


Figura 5.48 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
$V_{Ed,max,}$ = 395.6 KN

Per le zone in cui non si prevede armatura a taglio specifica la resistenza è la seguente:

- Per sollecitazione nel piano verticale
  - Nelle parti con armature verticale I zona tesa 1+1 Ø 24/10)
    $N_{Ed,min}$ = 63 KN/m => σ_0= 0.105 MPa k= 1.614 ρ= 1.706% (1+1 Ø 24/10)
    V_{Rd}= 0.12·k·(100·ρ·f_{ck})$^{1/3}$ + 0.15 σ_0)·d·b_w= 0.750·d·b_w => **$V_{Rd,y}$= 397.5 KN**
  - Nelle parti con armature verticale I zona tesa 1 Ø 24/10)
    $N_{Ed,min}$ = 63 KN/m => σ_0= 0.105 MPa k= 1.614 ρ= 0.853% (1 Ø 24/10)
    V_{Rd}= 0.12·k·(100·ρ·f_{ck})$^{1/3}$ + 0.15 σ_0)·d·b_w= 0.599·d·b_w => **$V_{Rd,y}$= 317.4 KN**
- Per sollecitazione nel piano orizzontale
  - Nelle parti con armature orizzontale in zona tesa 1+1 Ø 16/25
    k= 1.603 ρ= 0.1608% (1+1 Ø 16/25) => V_{Rd}= 0.12·k·(100·ρ·f_{ck})$^{1/3}$ + 0.15 σ_0)·d·b_w=
    $V_{Rd,x}$= 182.7 KN
  - Nelle parti con armature orizzontale in zona tesa 1 Ø 16/25
    k= 1.603 ρ= 0.0804% (1+1 Ø 16/25) => V_{Rd}= 0.12·k·(100·ρ·f_{ck})$^{1/3}$ + 0.15 σ_0)·d·b_w=
    $V_{Rd,x}$= 145.2 KN

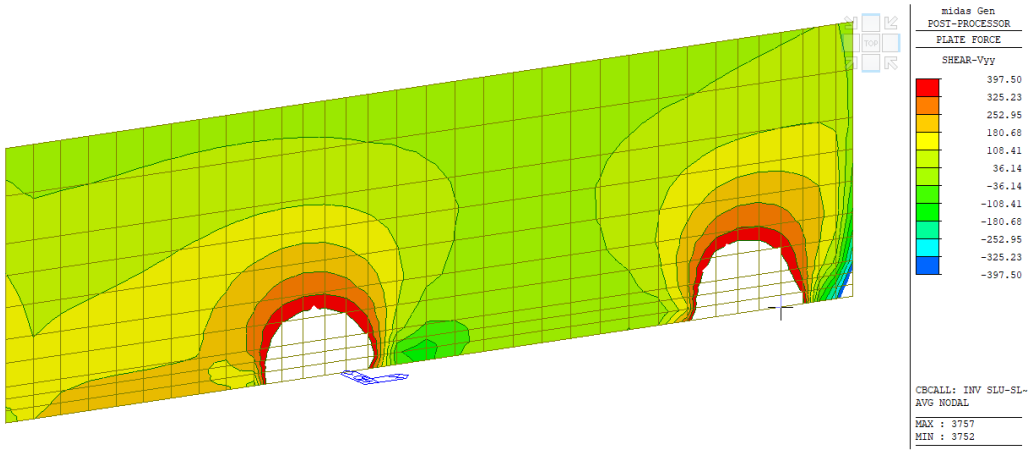


Figura 5.49 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
In bianco le zona con $V_{Ed,max}$> 397.5 KN, zone in cui è presente la staffatura con armatura tesa verticale 1+1Ø24/10

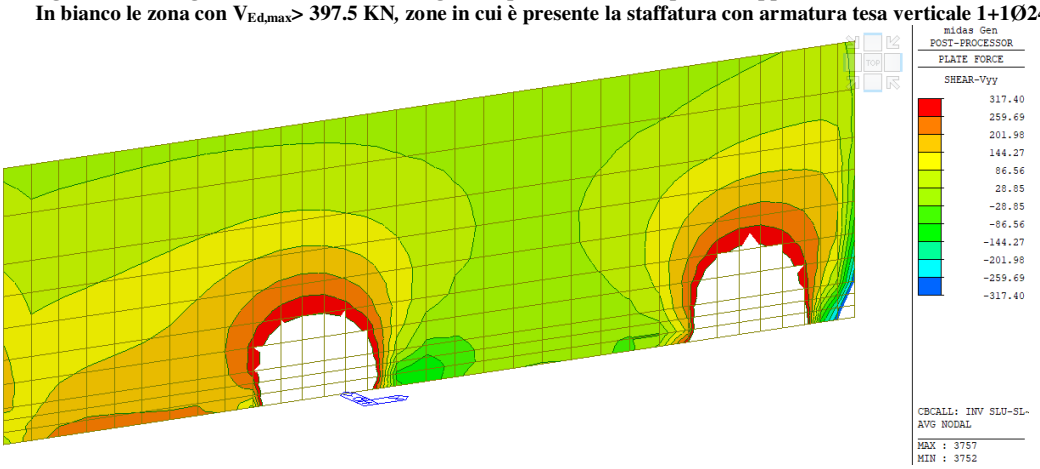


Figura 5.50 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
In bianco le zona con $V_{Ed,max}$> 317.4 KN, zone in cui è presente la staffatura con armatura tesa verticale 1Ø24/10

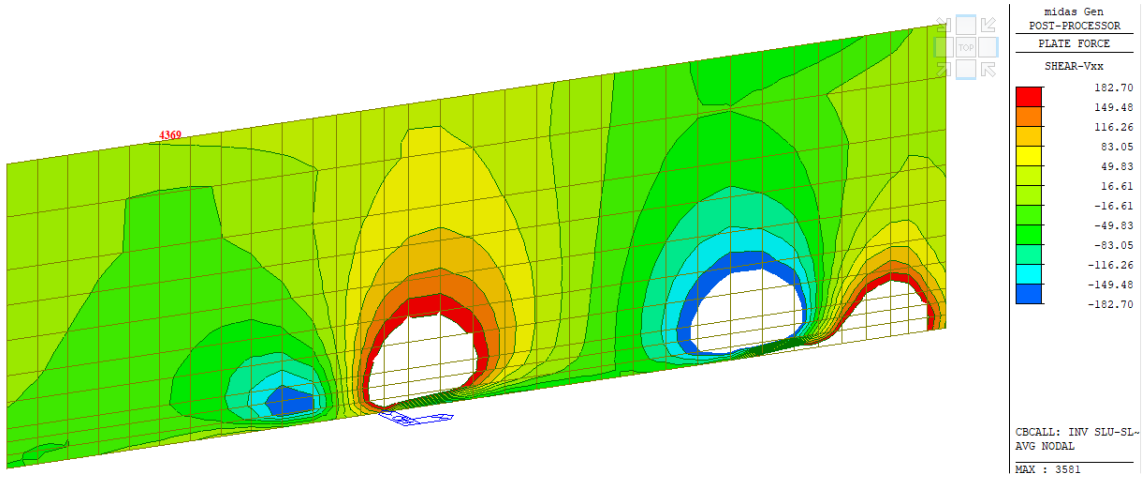


Figura 5.51 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
In bianco le zona con $V_{Ed,max}$> 182.7 KN, zone in cui è presente la staffatura con armatura tesa verticale 1+1 Ø16/25

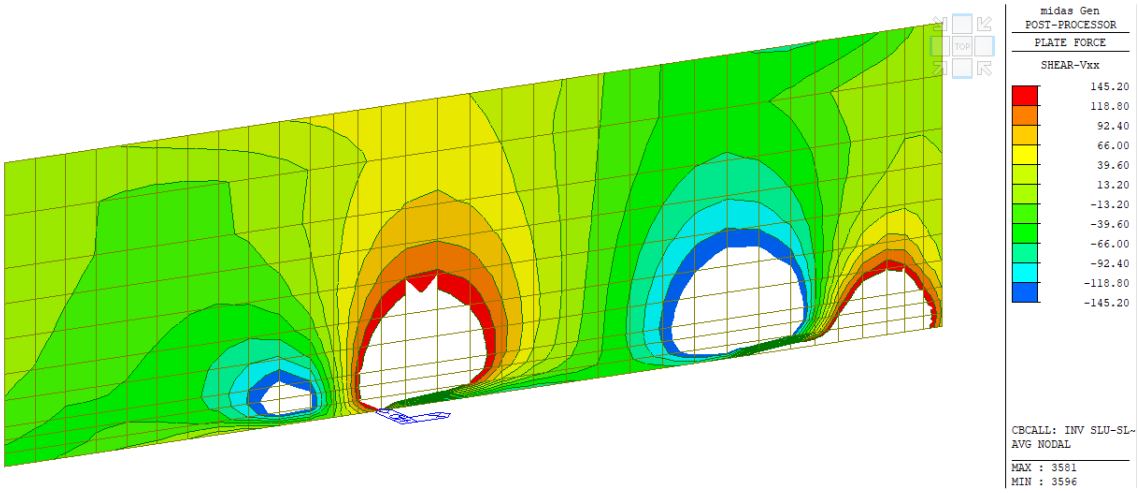


Figura 5.52 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
In bianco le zona con $V_{Ed,max}$> 145.2 KN, zone in cui è presente la staffatura con armatura tesa verticale 1Ø16/25

Nelle zone in cui è necessaria armatura a taglio è prevista una staffatura 2Ø16 ogni 50 cm in orizzontale con passo 25 cm in direzione verticale.
Fissando che la resistenza delle staffe è fissata per il 70% in direzione verticale e 30% in orizzontale discende:

$V_{rd}= 0.9 \cdot d \cdot A_s /s \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \operatorname{sen}\alpha$ => $\alpha=90°$ $\cot g\theta=2.5$ $A_s /s = 3.216$ mmq/m

- Direzione verticale d=530 mm f_{yd}= 276 MPa => **$V_{Rd,y}$=1058.5 KN** > $V_{Ed,y}$= 1072 KN
- Direzione orizzontale d=550 mm f_{yd}= 115 MPa => **$V_{Rd,x}$=457.7 KN** > $V_{Ed,x}$= 395.6 KN

5.4.2.2 *Nervature fondazione*

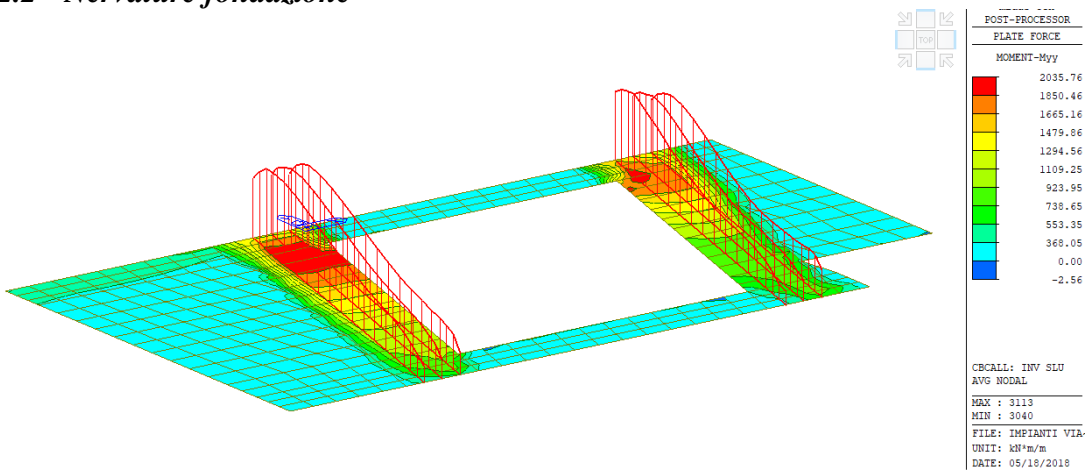


Figura 5.53 – Diagramma momento flettente per inviluppo combinazioni SLU - SLV - $M_{Ed,max,a}$= 2035.8 KNm

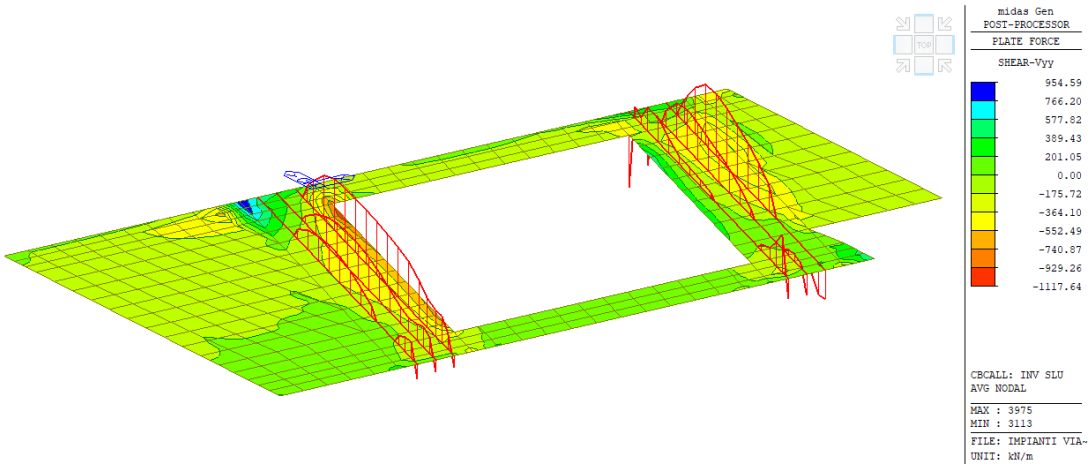
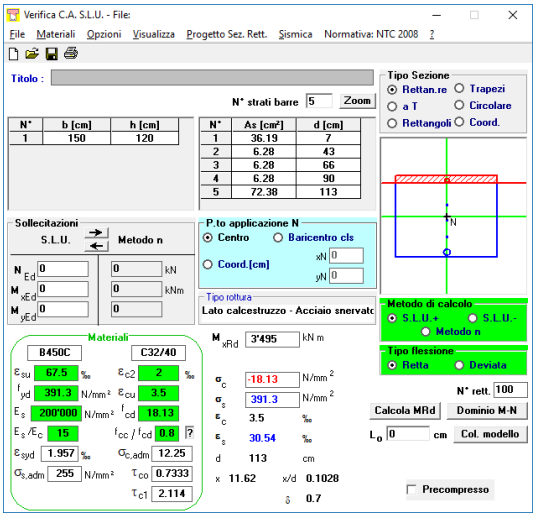


Figura 5.54 – Diagramma Taglio verticale per inviluppo combinazioni SLU - SLV - $V_{Ed,max,a}$= 1117.7 KN

Verifica flessione



M_{Rd} = 3495 KNm > M_{Ed}=2035.8 KNm

Verifica a taglio

La verifica viene svolta considerando armatura costituita da staffe aperte Ø 16 a quattro braccia con passo 25 cm.

$V_{rd}= 0.9 \cdot d \cdot A_s /s \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta)\ sen\alpha$

$\alpha=90°$ $\cot g\theta=2.5$ $A_s /s = 3.216$ mmq/m

d= 1130 mm f_{yd}= 391 MPa

V_{Rd}= 3197 KN > V_{Ed}= 1117.7 KN

5.4.2.3 Parete in sponda sinistra

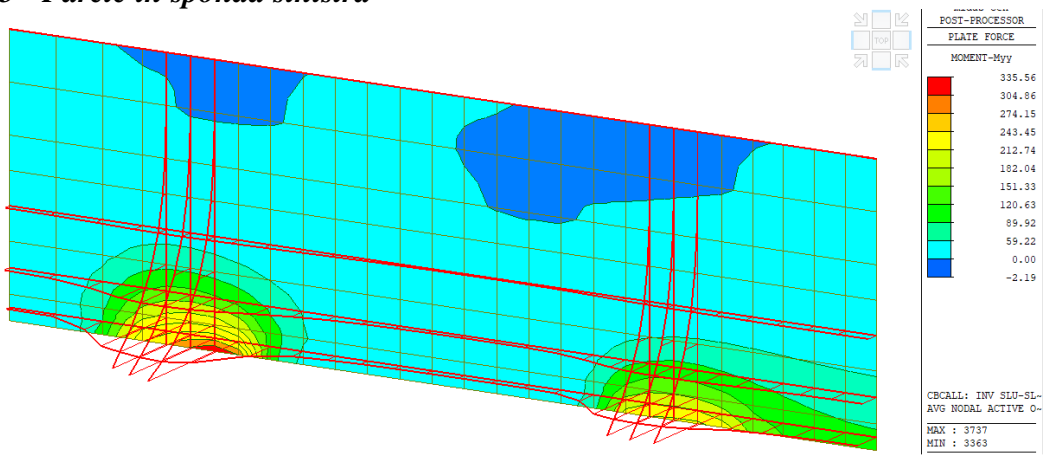


Figura 5.55 – Diagramma sollecitazioni momento flettente nel piano verticale per inviluppo combinazioni SLU –SLV
Sezione base parete: $M_{Ed,max}$= -449.18 KNm

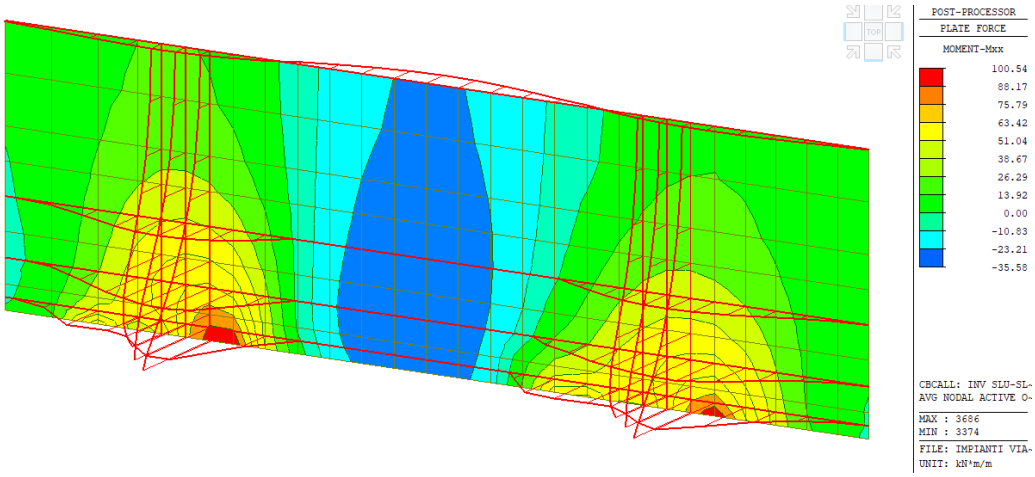
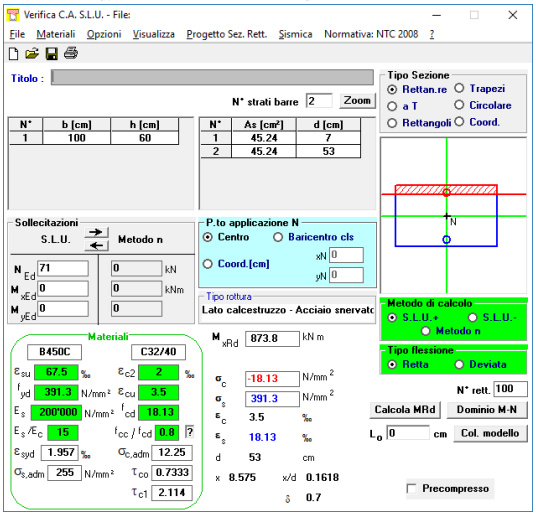


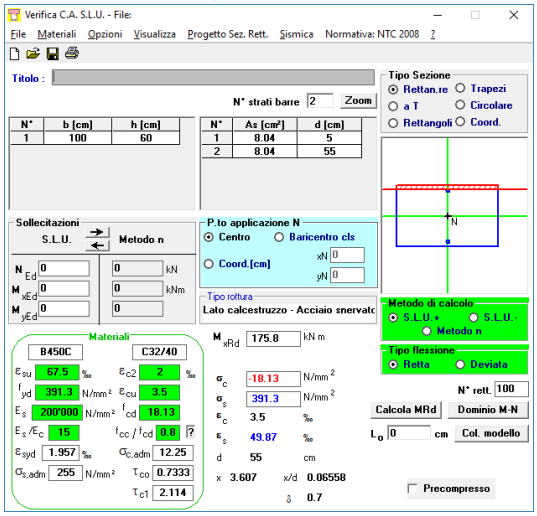
Figura 5.56 – Diagramma sollecitazioni momento flettente nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU –SLV
Sezione base parete: $M_{Ed,max}$= -100.54 KNm

Flessione piano verticale - Sezione base parete
$N_{Ed.Min}$= 71 KN - M_{Ed}=449.18 KNm



M_{Rd} = 873.8 KNm > M_{Ed}

Flessione piano orizzontale
M_{Ed}=100.5 KNm



M_{Rd} = 175.8 KNm > M_{Ed}

Verifica a taglio

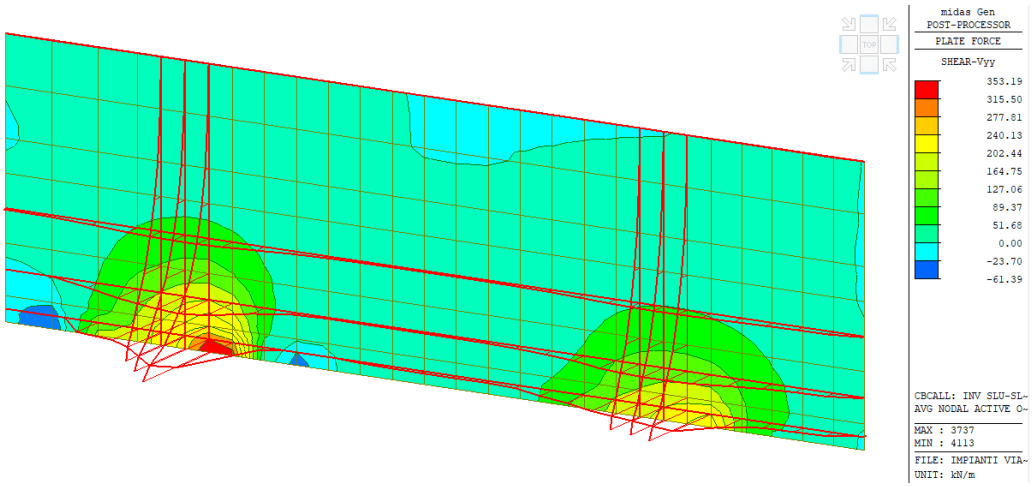


Figura 5.57 – Diagramma sollecitazioni di Taglio nel piano verticale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
$V_{Ed,max,}$= 353.2 KN

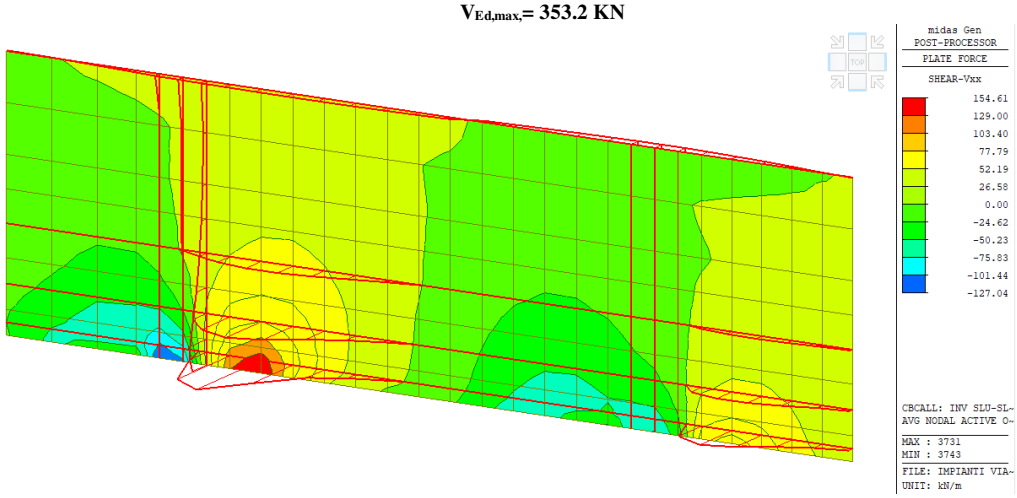


Figura 5.58 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
$V_{Ed,max,}$ = 154.6 KN

Per le zone in cui non si prevede armatura a taglio specifica la resistenza è la seguente:

- Per sollecitazione nel piano verticale
  - Nelle parti con armature verticale I zona tesa 1 Ø 24/10)

    $N_{Ed,min}$ = 63 KN/m => σ_0= 0.105 MPa k= 1.614 ρ= 0.853% (1 Ø 24/10)

    $V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15\ \sigma_0) \cdot d \cdot b_w = 0.599 \cdot d \cdot b_w$ => **$V_{Rd,y}$= 317.4 KN**

- Per sollecitazione nel piano orizzontale
  - Nelle parti con armature orizzontale in zona tesa 1 Ø 16/25

    k= 1.603 ρ= 0.0804% (1+1 Ø 16/25) => $V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15\ \sigma_0) \cdot d \cdot b_w$=

    $V_{Rd,x}$= 145.2 KN

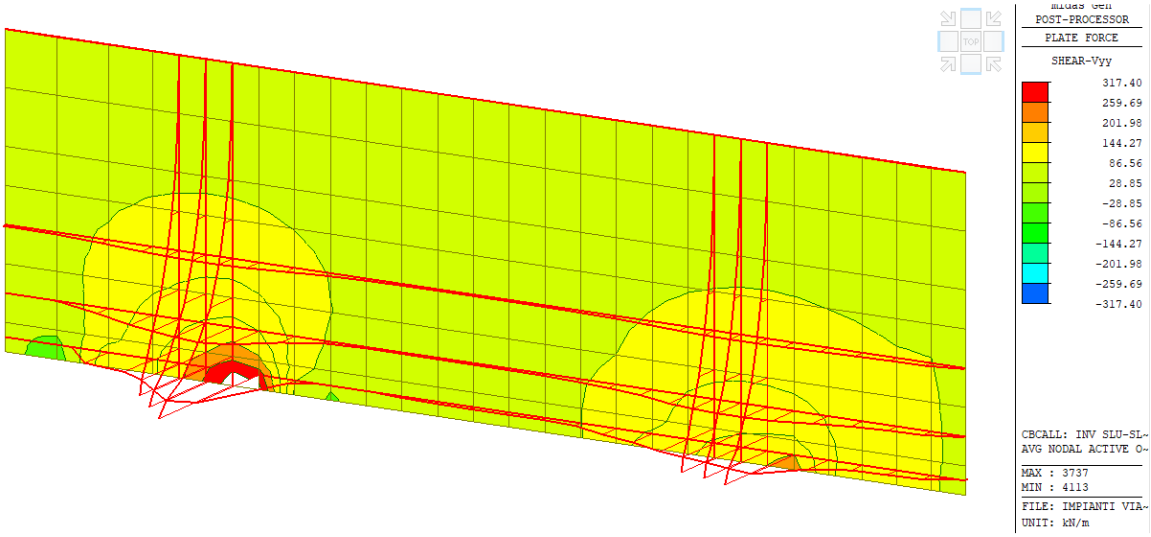


Figura 5.59 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
In bianco le zona con $V_{Ed,max}$> 317.4 KN, zone in cui è presente la staffatura con armatura tesa verticale 1Ø24/10

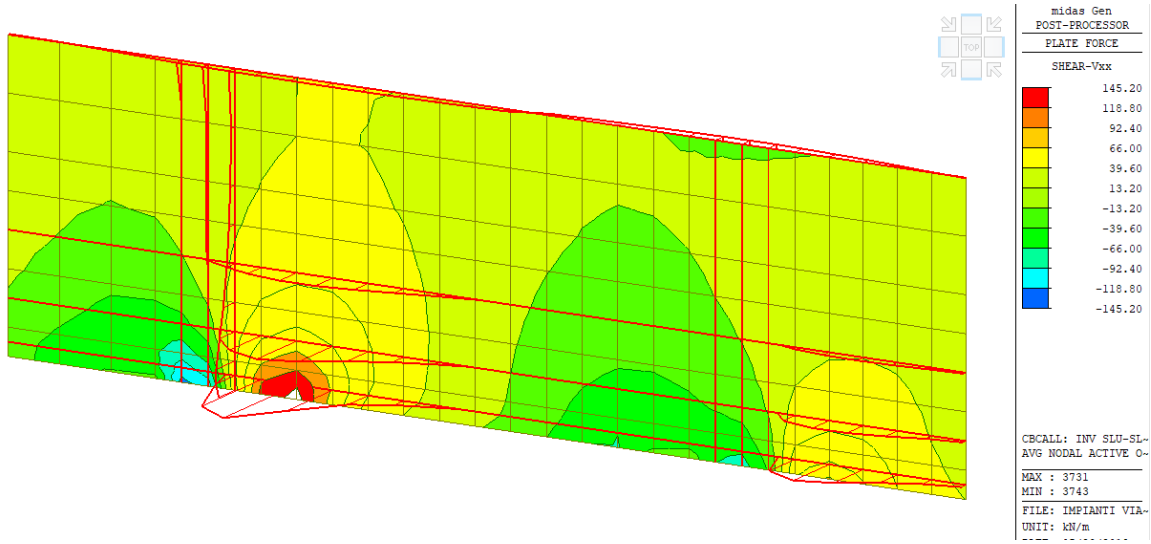


Figura 5.60 – Diagramma sollecitazioni di taglio nel piano orizzontale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]
In bianco le zona con $V_{Ed,max}$> 145.2 KN, zone in cui è presente la staffatura con armatura tesa verticale 1Ø16/25

Nelle zone in cui è necessaria armatura a taglio è prevista una staffatura 2Ø10 ogni 50 cm in orizzontale con passo 25 cm in direzione verticale.
Fissando che la resistenza delle staffe è fissata per il 70% in direzione verticale e 30% in orizzontale discende:

$V_{rd}= 0.9 \cdot d \cdot A_s /s \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \operatorname{sen}\alpha$ => $\alpha=90°$ $\cot g\theta=2.5$ $A_s /s = 1.264$ mmq/m

- Direzione verticale d=530 mm f_{yd}= 276 MPa => **$V_{Rd,y}$=416.0 KN** > $V_{Ed,y}$= 353.2 KN
- Direzione orizzontale d=550 mm f_{yd}= 115 MPa => **$V_{Rd,x}$=179.9 KN** > $V_{Ed,x}$= 154.6 KN

5.4.3 Verifiche SLE

5.4.3.1 Parete in sponda destra

Combinazioni SLE Rara

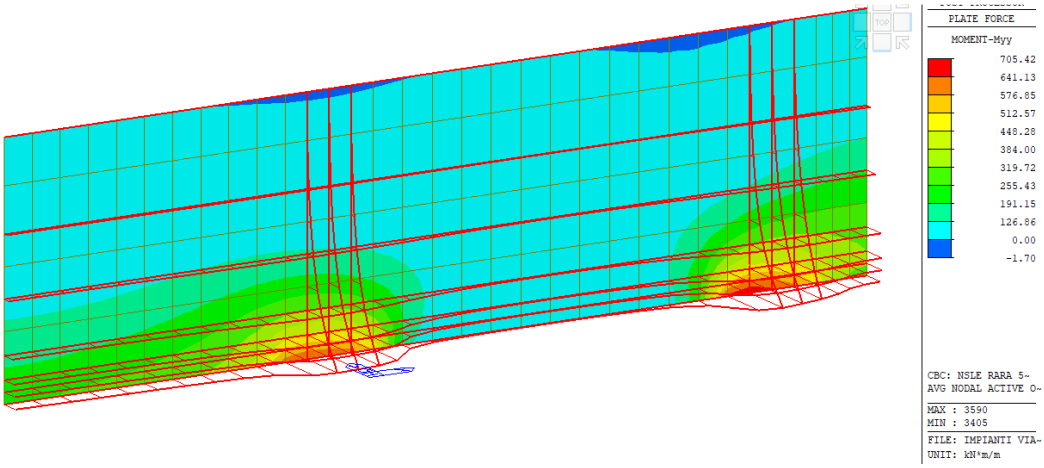


Figura 5.61 – Diagramma sollecitazioni di momento flettente nel piano verticale per combinazione Rara SLE
$M_{Ed,max}$= 705.42 KNm

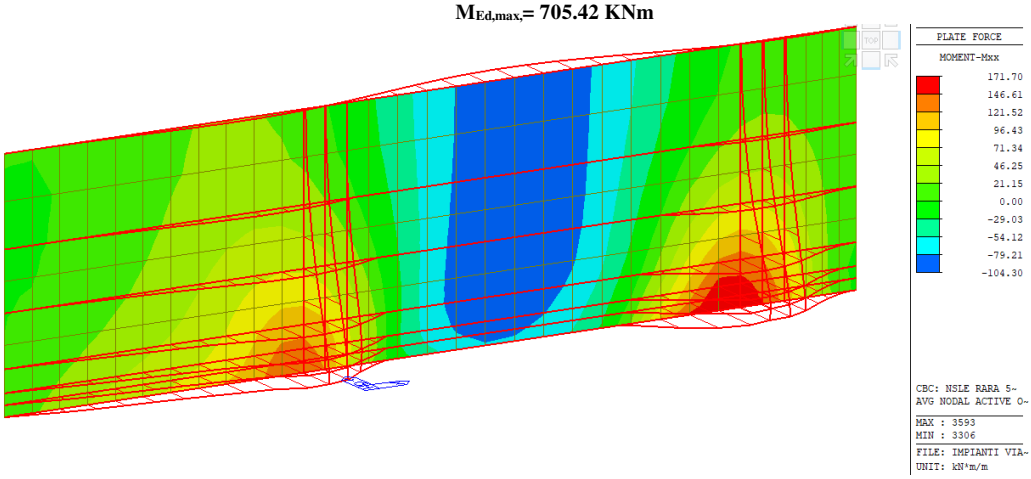


Figura 5.62 – Diagramma sollecitazioni di momento flettente nel piano verticale per combinazione Rara SLE
Sezione base parete: $M_{Ed,max}$= -171.7 KNm Sezione sommità parete: $M_{Ed,max}$= +104.3 KNm

Combinazioni SLE Frequente

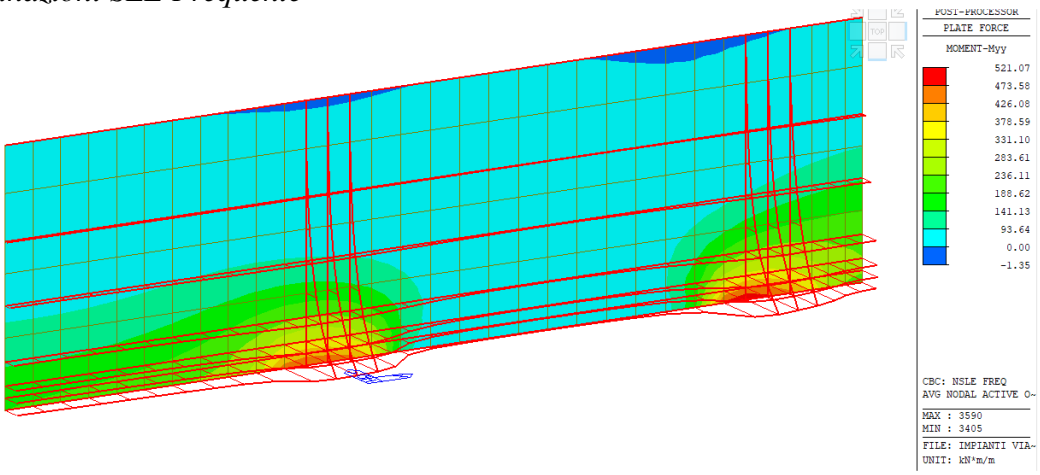


Figura 5.63 – Diagramma sollecitazioni di momento flettente nel piano verticale per combinazione Frequente SLE
$M_{Ed,max}$= 521.07 KNm

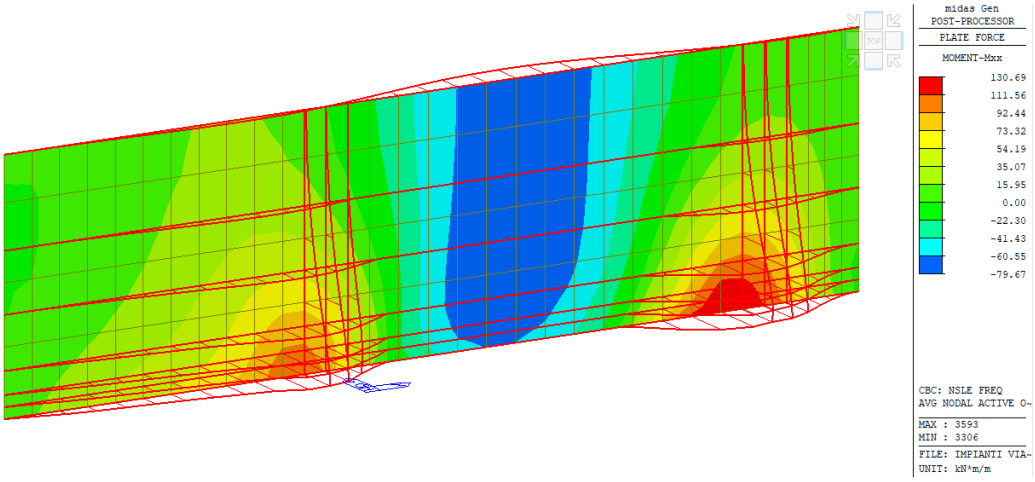


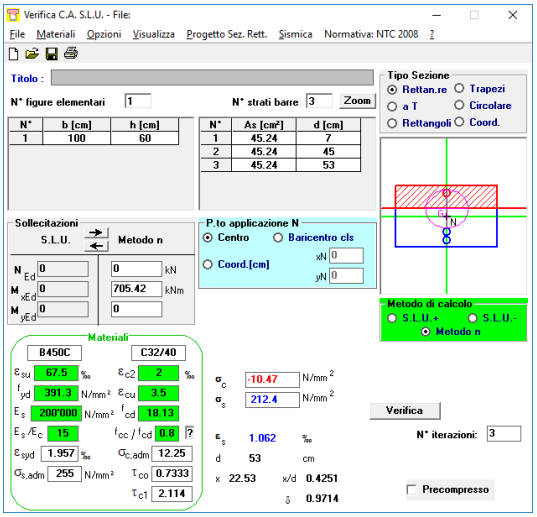
Figura 5.64 – Diagramma sollecitazioni di momento flettente nel piano verticale per combinazione Frequente SLE
Sezione base parete: $M_{Ed,max}$= -130.69 KNm Sezione sommità parete: $M_{Ed,max}$= +79.47 KNm

5.4.3.2 Verifica tensionale

Per comb. rara: $\sigma_{c,Max}$= 0.60 fck= 18.0 MPa
Per comb. quasi perm: $\sigma_{c,Max}$= 0.45 fck= 13.5 MPa
Per combinazioni SLE: $\sigma_{s,Max}$= 0.8 fyk= 360 MPa

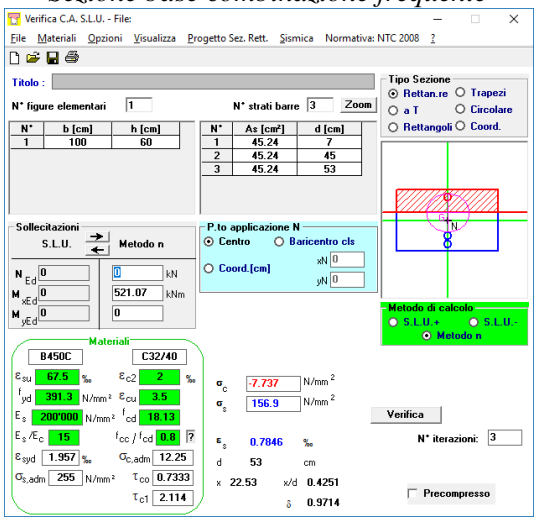
Flessione piano verticale

Sezione base combinazione Rara



σ_c = 10.5 MPa < 0.45 fck
σ_s = 212.4 MPa < 0.8 f_{yk}

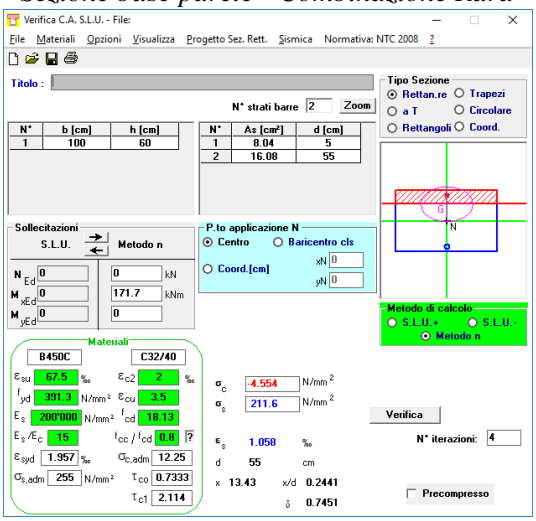
Sezione base combinazione frequente



σ_c = 7.8 MPa < 0.45 fck
σ_s = 159.9 MPa < 0.8 f_{yk}

Flessione piano orizzontale

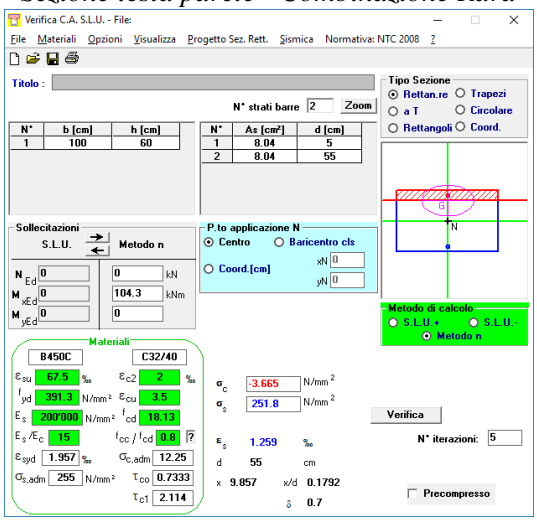
Sezione base parete - Combinazione Rara



$\sigma_c = 5.5$ MPa < 0.45 fck

$\sigma_s = 212$ MPa $< 0.8\ f_{yk}$

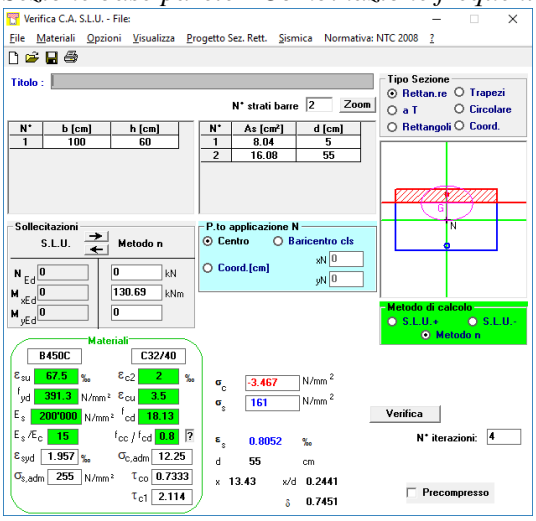
Sezione testa parete - Combinazione Rara



$\sigma_c = 3.7$ MPa < 0.45 fck

$\sigma_s = 252$ MPa $< 0.8\ f_{yk}$

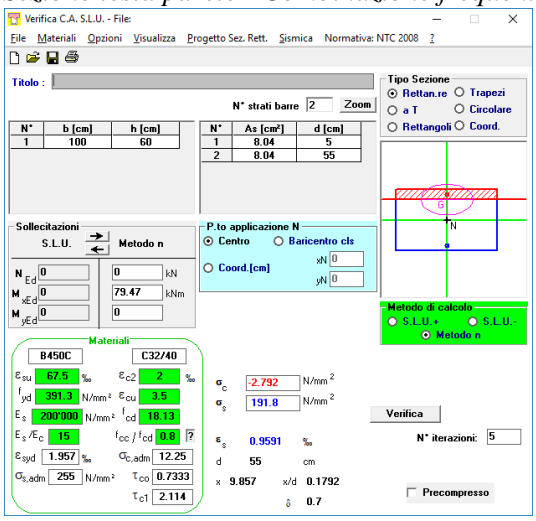
Sezione base parete - Combinazione frequente



$\sigma_c = 3.5$ MPa < 0.45 fck

$\sigma_s = 161$ MPa $< 0.8\ f_{yk}$

Sezione testa parete - Combinazione frequente



$\sigma_c = 2.8$ MPa < 0.45 fck

$\sigma_s = 192$ MPa $< 0.8\ f_{yk}$

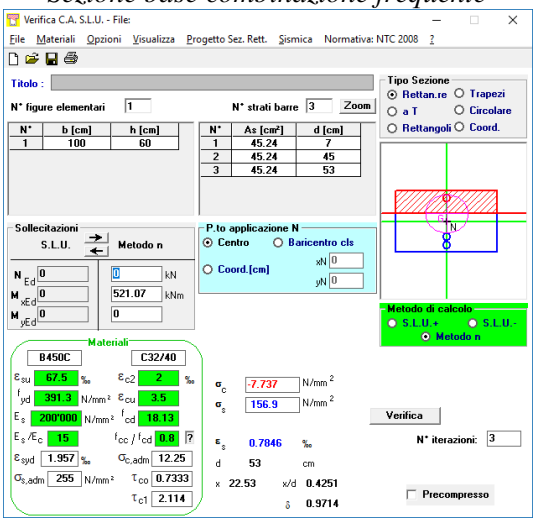
5.4.3.3 Verifica fessurazione

Per verifica a fessurazione si considera come stato limite l'apertura delle fessure, facendo riferimento al punto 4.1.2.2.4. Si considera:

- Condizioni ambientali molto aggressive — Combinazione SLE Frequente: $w_d < w_1$
- Armature poco sensibili — Combinazione SLE Quasi Permanente: $w_d < w_1$

Flessione piano verticale

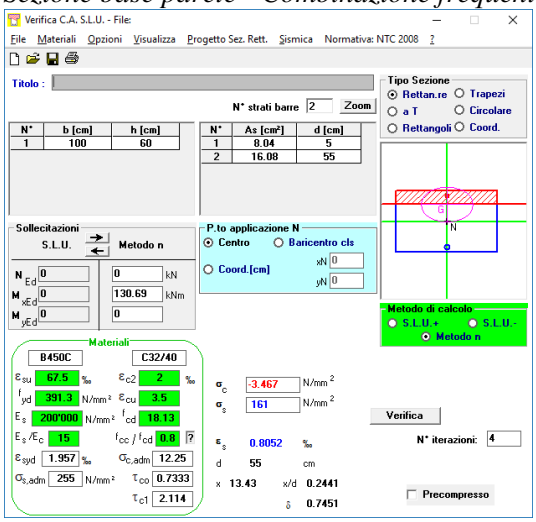
Sezione base combinazione frequente



$\sigma_s = 159.9$ MPa < 160 MPa

Flessione piano orizzontale

Sezione base parete - Combinazione frequente



$\sigma_s = 161$ MPa $\Rightarrow w_d = 0.191$ mm < 0.20

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta senza effettuare calcolo diretto, ma facendo riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III delle NTC08, in relazione alle condizioni ambientali aggressive, alla combinazioni di carico ed all'armatura poco sensibile.

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Calcestruzzo 35/45		Coprifero netto	c (mm) 50
fck (MPa) 35		Diametro barra	Ø (mm) 16
Ecm (MPa) 34077.1		fctm (MPa) 3.2	k1 0.8
h (mm) 600		αe 6.162	k2 0.5
B (mm) 1000		Aceff (mq) 145000	k3 3.4
As (mmq) 1608		ρeff (%) 1.109%	k4 0.425
σs (MPA) 161			**Δs (mm) 415**
x (mm) 134.3			**εsm 4.600E-04**
kt (0.4-0.6) 0.4		w (mm)	0.20
		wd (mm)	**0.191**

5.5 CANALE TRATTO SEZ. 2-4

Il manufatto da realizzare è un canale a cielo aperto costituito da una sezione C che verrà realizzato con la sequenza indicata nel progetto. Lungo la sponda destra la struttura verrà realizzata in aderenza ad un muro di contenimento esistente dell'area portuale e, l'eventuale interferenza con le fondazioni dello stesso, ne comporterà la demolizione delle parti interferenti a tratti con l'esecuzione di opere in sottofondazione.
Il canale avrà larghezza costante di 8 ml con altezza delle pareti variabile da 3.2 ml a 4.1 ml con spessore 60 cm. La struttura si completa con la platea di fondo di spessore 50 cm.

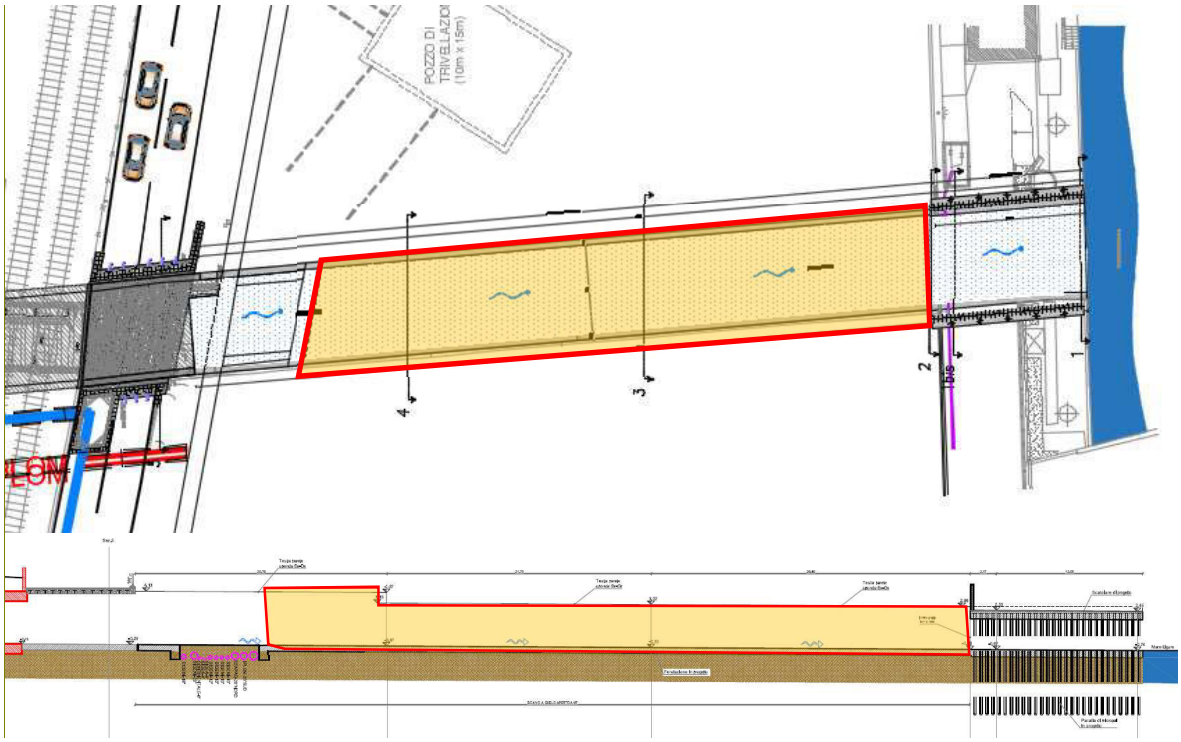


Figura 5.65 – Planimetria e sezione longitudinale del canale trasversale del canale

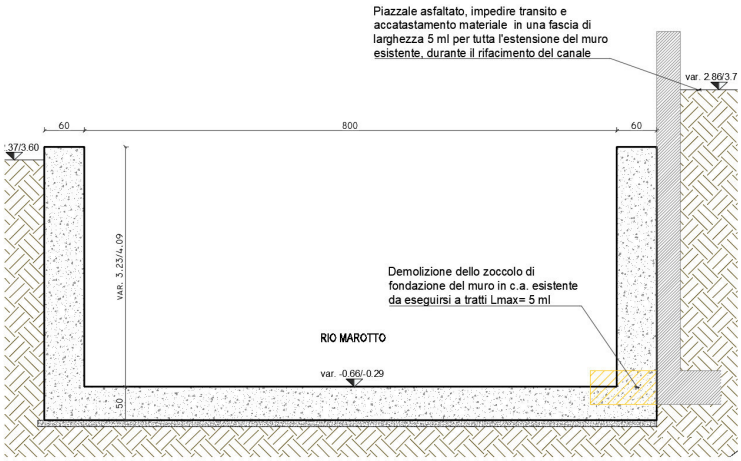


Figura 5.66 – Sezione trasversale del canale

5.5.1 Caratterizzazione delle azioni

5.5.1.1 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3

5.5.1.2 Spinta delle terre

Spinta statica delle terreno

Per la spinta statica è stato considerato il caso di spinta a riposo, facendo riferimento ai parametri geotecnici desumibili dalla caratterizzazione geotecnica dell'intero progetto e trascurando la presenza della paratia prevista per la stabilizzazione delle parteti durante i lavori.

γ= 18 KN/mc ϕ=30° c=0 K_a= tg^2(45-ϕ/2)= 0.333 h= 5.10 ml

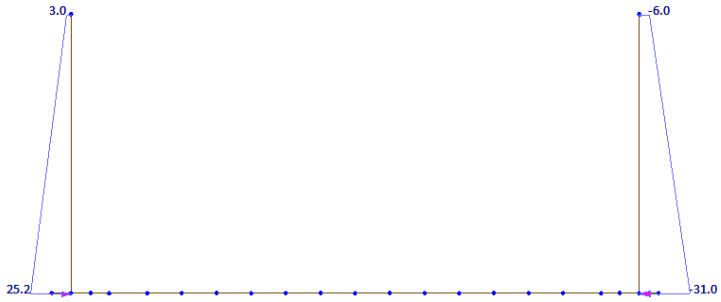


Figura 5.67 – Spinta statica delle terre

Spinta dovuta ai sovraccarichi

Si considera per il parco dell'area portuale un sovraccarico di 50 KN/mq e si trascura la presenza del muro di contenimento esistente.

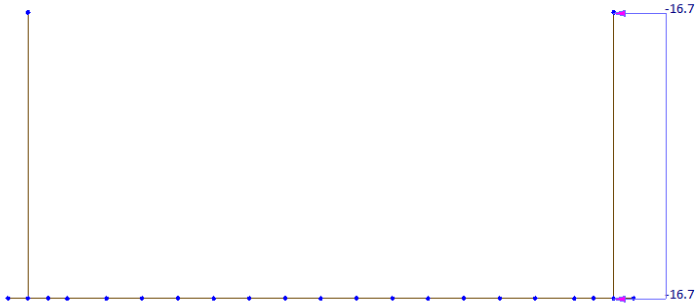


Figura 5.68 – Spinta statica delle terre dovuto al sovraccarico

Spinta sismica

L'azione sismica del terrapieno viene considerata facendo riferimento al punto 7.11.6.2 delle NTC08.

a_g= 0.079 g Ss=1.60 terreno cat E

$a_{max}/g = S \cdot a_g$= 1.60·0.079g= 0.1264 g β_m= 1

k_h= 0.1264 k_v=+/- 0.0632

L'azione sismica viene considerata applicando l'incremento di spinta ricavato attraverso la relazione di Mononobe-Okabe, considerando la risultante applicata a 2/3 dell'altezza del paramento. Con attrito terra-muro nullo risulta.

θ= arctan [$k_h/(1- k_v)$] = 7°.6843 δ=0 => ΔS= 16.1 KN/m

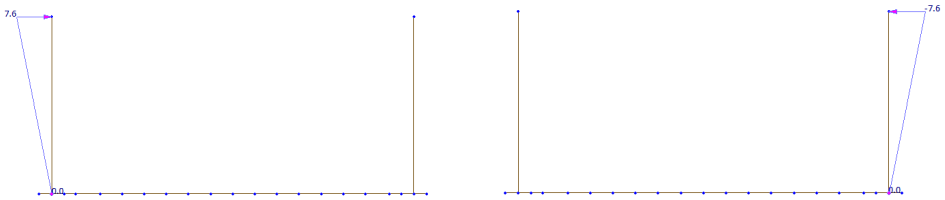


Figura 5.69 – Spinta delle terre per sisma da sinistra e da destra

5.5.2 Verifiche SLU-SLV

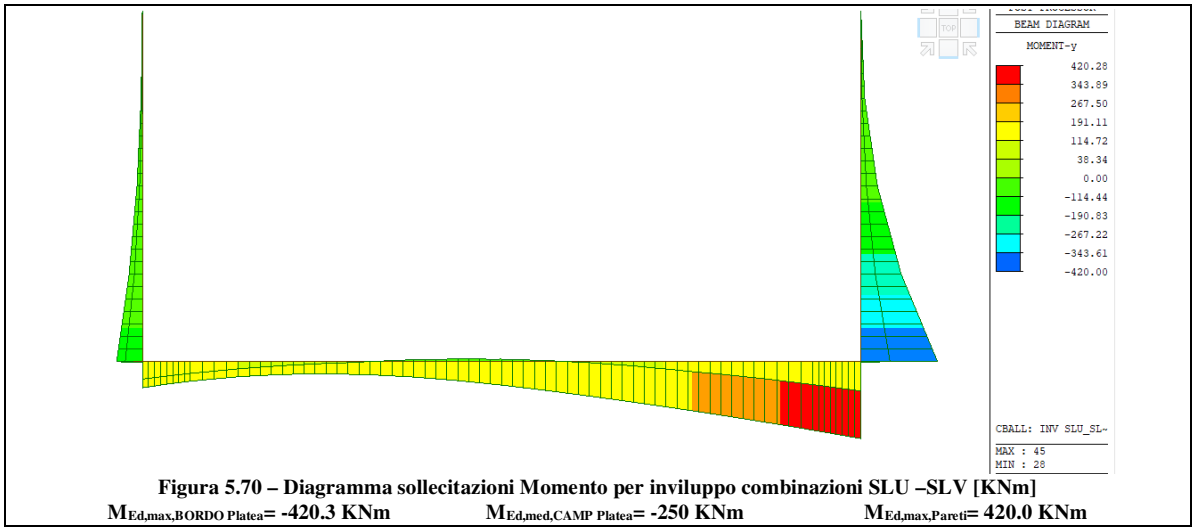


Figura 5.70 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLU –SLV [KNm]

$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -420.3 KNm $M_{Ed,med,CAMP\ Platea}$= -250 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 420.0 KNm

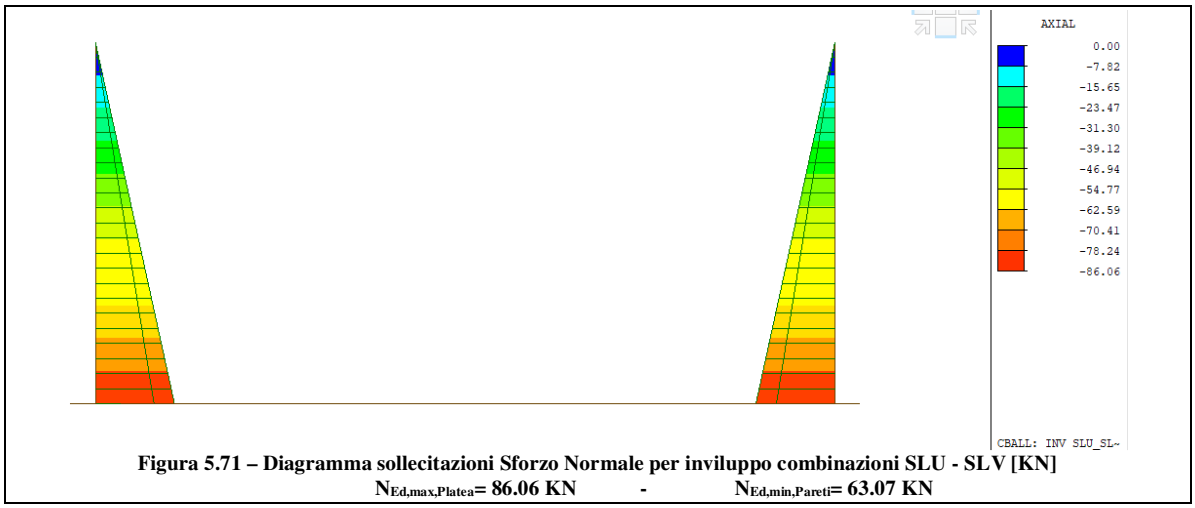


Figura 5.71 – Diagramma sollecitazioni Sforzo Normale per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]

$N_{Ed,max,Platea}$= 86.06 KN - $N_{Ed,min,Pareti}$= 63.07 KN

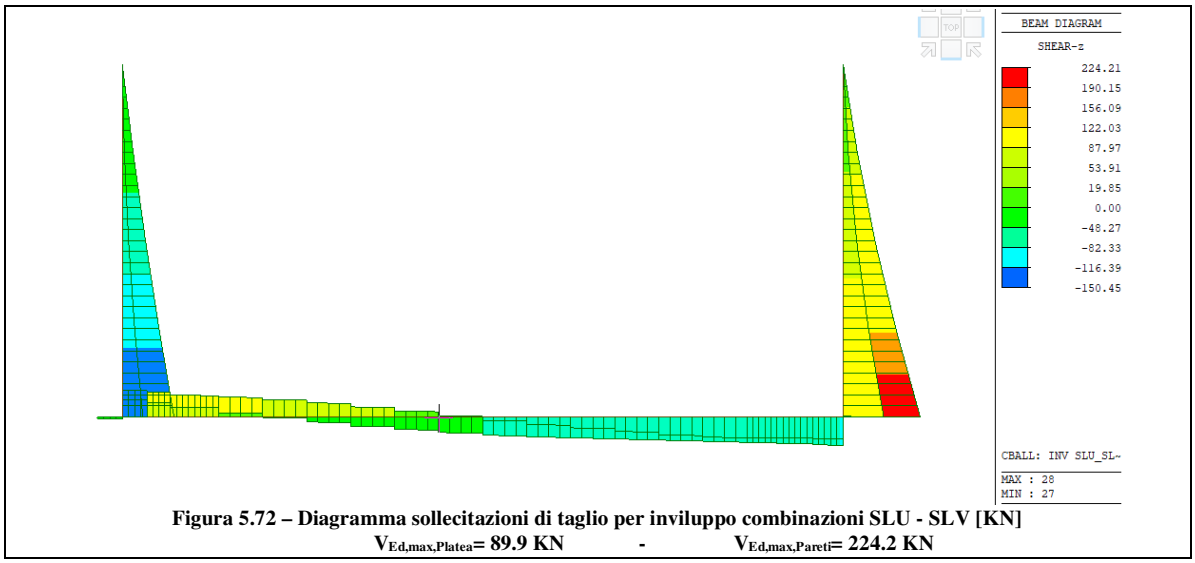
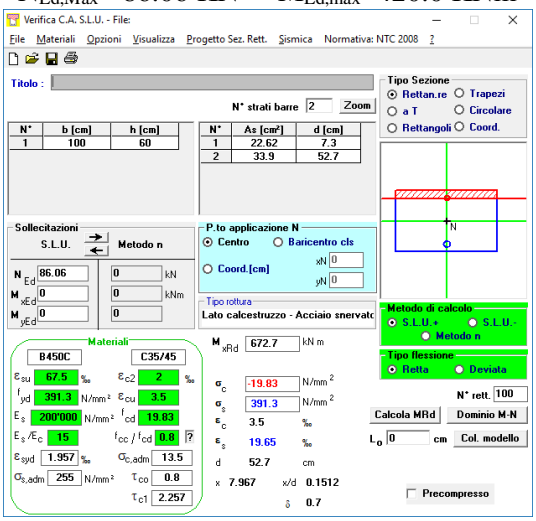


Figura 5.72 – Diagramma sollecitazioni di taglio per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]

$V_{Ed,max,Platea}$= 89.9 KN - $V_{Ed,max,Pareti}$= 224.2 KN

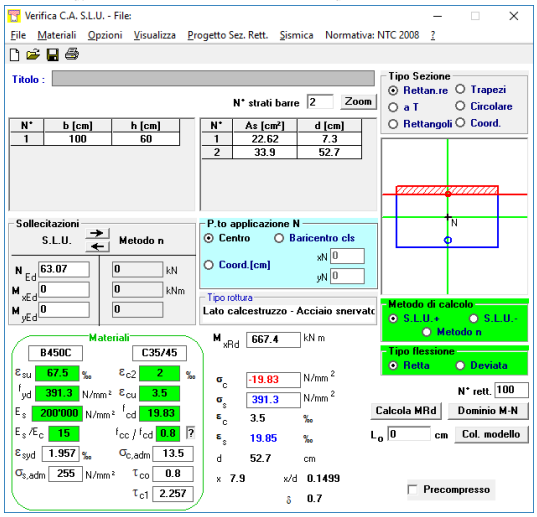
Verifica flessione pareti sezione di base

$N_{Ed,Max}$= 86.06 KN - $M_{Ed,max}$=420.0 KNm



M_{Rd} = 672.7 KNm > M_{Ed}

$N_{Ed.Min}$= 63.07 KN - M_{Ed}=205.3 KNm



M_{Rd} = 667.4 KNm> M_{Ed}

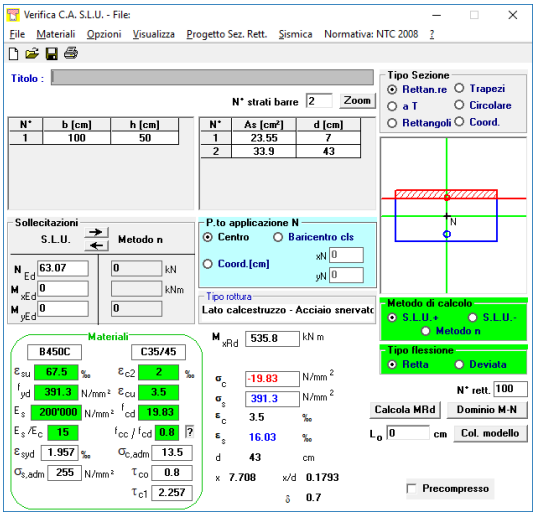
Verifica a taglio pareti

$N_{Ed,min}$ = 63.07 KN/m => σ_0= 0.105 MPa k= 1.616 ρ= 0.794%

$V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15\ \sigma_0) \cdot d \cdot b_w$= > **$V_{Rd}$= 317.8 KN > $V_{Ed,Max}$ = 224 KN**

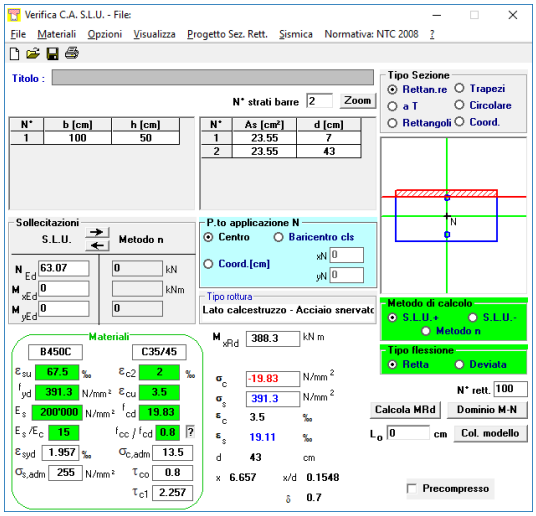
Verifica flessione platea

Sezione di bordo



M_{Rd} = 535.8 KNm > M_{Ed}

Sezione in campata



M_{Rd} = 388.3 KNm > M_{Ed}

Verifica a taglio platea

k= 1.682 ρ= 0.788%

$V_{Rd}= (0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}) \cdot d \cdot b_w$= 302.3 KN => **$V_{Rd}$= 262 > $V_{Ed,Max}$ = 87.8 KN**

5.5.3 Verifiche SLE

Combinazioni SLE Rara

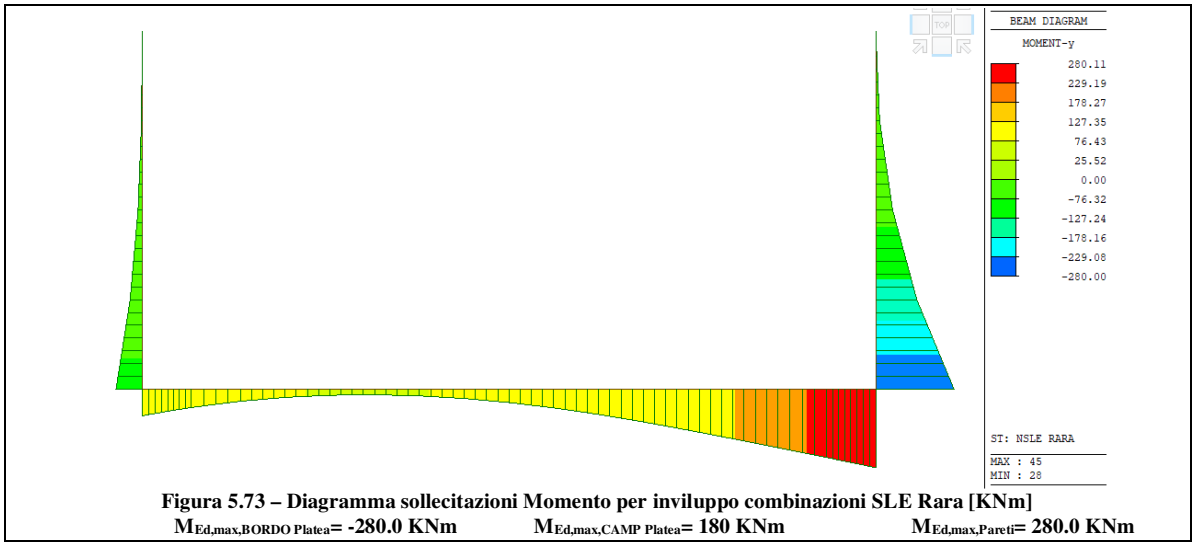


Figura 5.73 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Rara [KNm]
$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -280.0 KNm $M_{Ed,max,CAMP\ Platea}$= 180 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 280.0 KNm

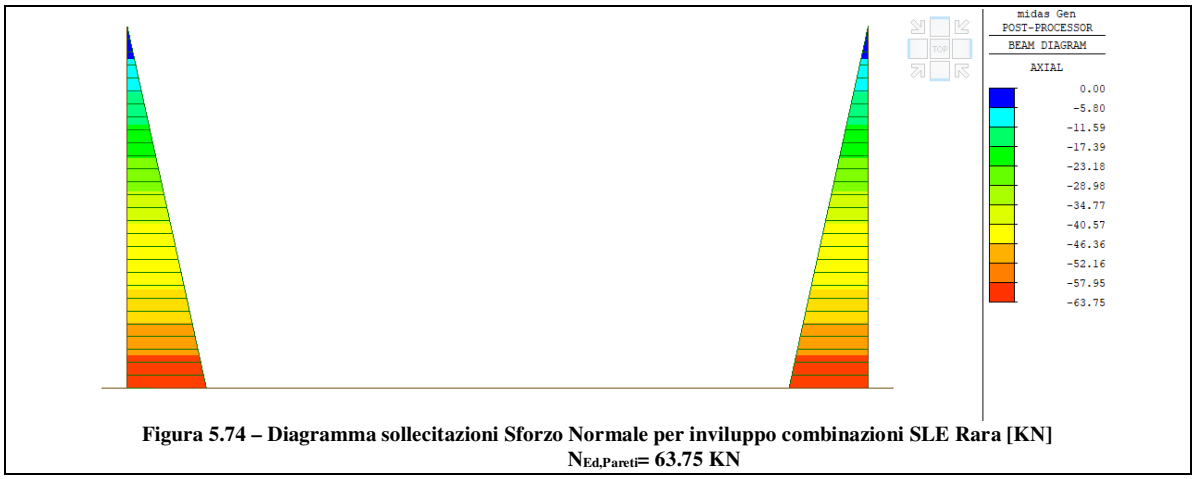


Figura 5.74 – Diagramma sollecitazioni Sforzo Normale per inviluppo combinazioni SLE Rara [KN]
$N_{Ed,Pareti}$= 63.75 KN

Combinazioni SLE Frequente

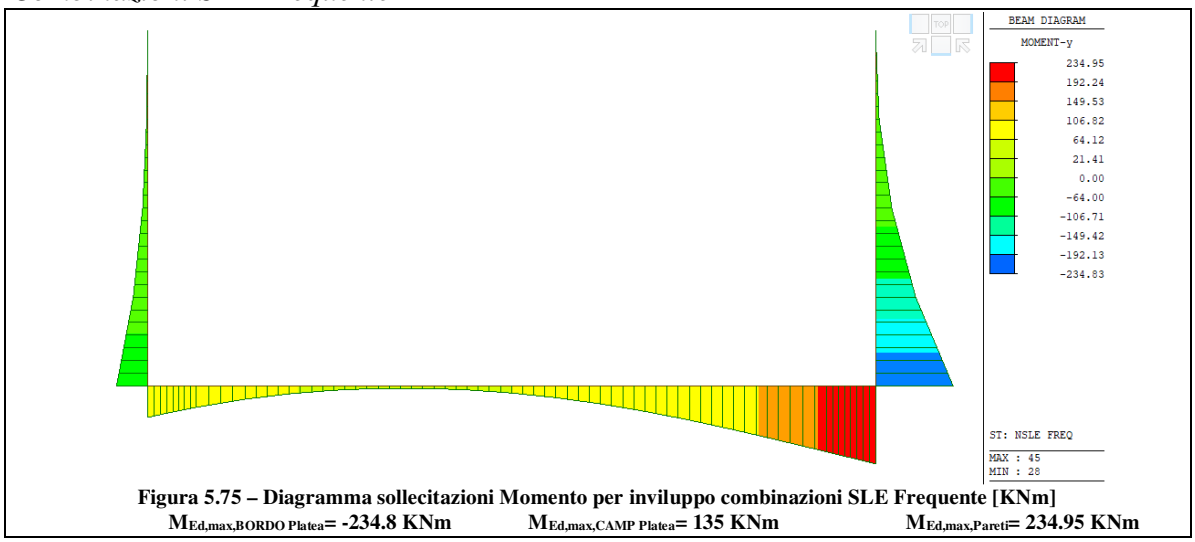


Figura 5.75 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Frequente [KNm]
$M_{Ed,max,BORDO\ Platea}$= -234.8 KNm $M_{Ed,max,CAMP\ Platea}$= 135 KNm $M_{Ed,max,Pareti}$= 234.95 KNm

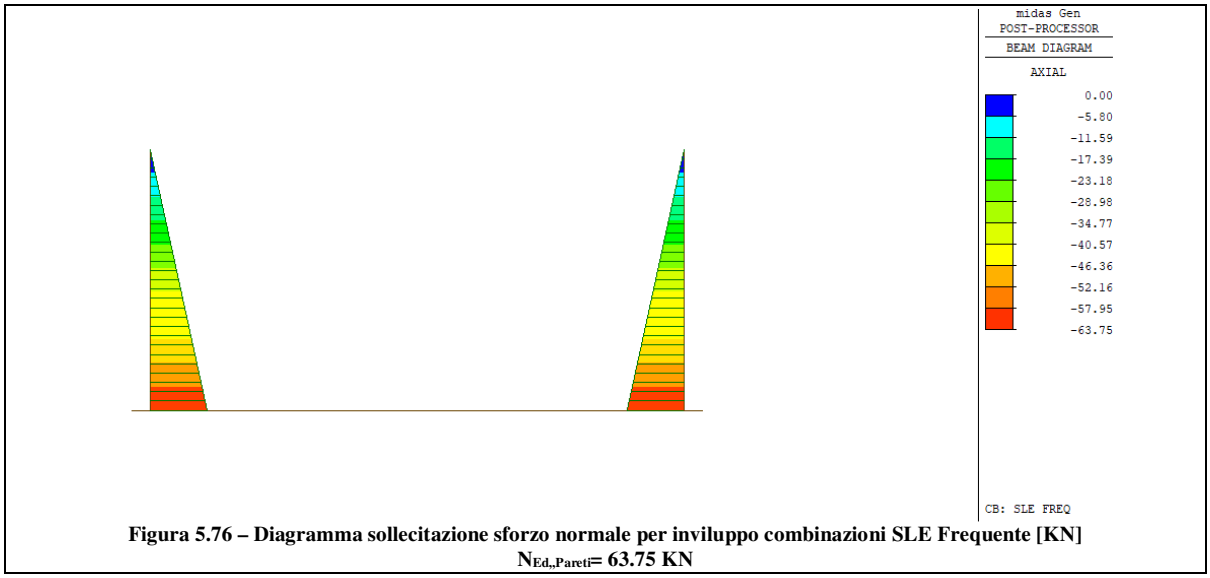


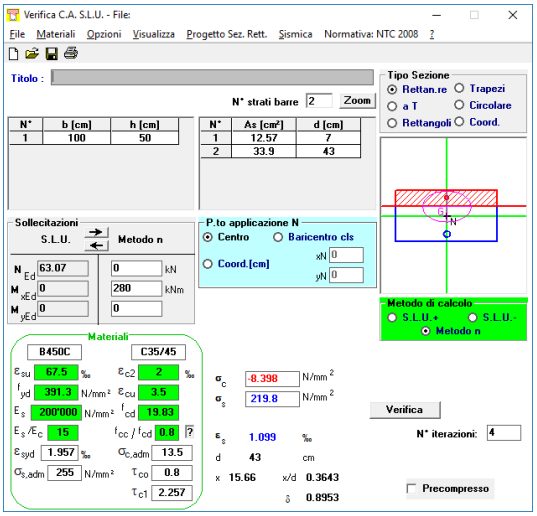
Figura 5.76 – Diagramma sollecitazione sforzo normale per inviluppo combinazioni SLE Frequente [KN]
$N_{Ed,Pareti}$= 63.75 KN

5.5.3.1 Verifica tensionale

Per comb. rara: $\sigma_{c,Max}$= 0.60 fck= 18.0 MPa
Per comb. quasi perm: $\sigma_{c,Max}$= 0.45 fck= 13.5 MPa
Per combinazioni SLE: $\sigma_{s,Max}$= 0.8 fyk= 360 MPa

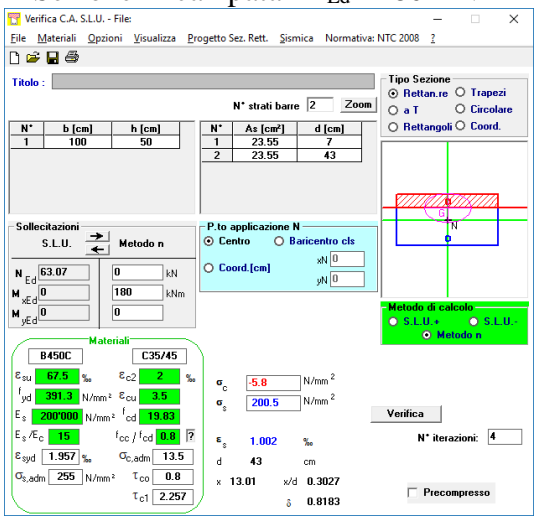
Verifica platea per combinazioni <u>SLE Rara</u>

Sezione di estremità M_{Ed}=280.0 KNm



σ_c = 8.4 MPa < 0.45 fck
σ_s = 219.2 MPa < 0.8 f_{yk}

Sezione in campata M_{Ed}= 180 KNm

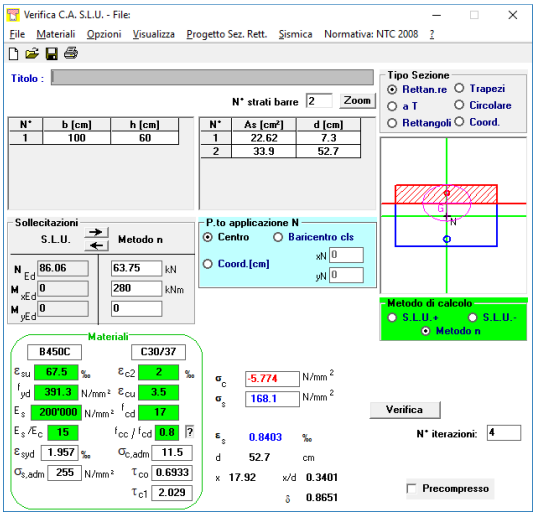


σ_c = 5.8 MPa < 0.45 fck
σ_s = 200.5 MPa < 0.8 f_{yk}

Verifica Pareti per combinazioni <u>SLE Rara</u>

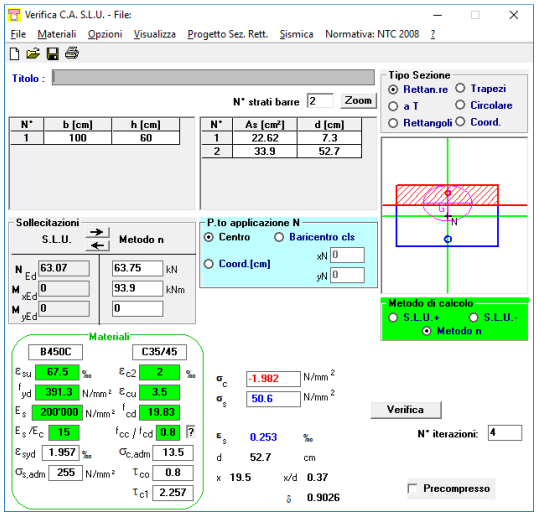
$N_{Ed,Max}$= 63.75 KN - $M_{Ed,max}$=280 KNm

$N_{Ed,Min}$= 63.75 KN - M_{Ed}=93.9 KNm



$\sigma_c = 5.8$ MPa < 0.45 fck

$\sigma_s = 168.1$ MPa $< 0.8\ f_{yk}$



$\sigma_c = 2.0$ MPa < 0.45 fck

$\sigma_s = 50.6$ MPa $< 0.8\ f_{yk}$

Le verifica tensionale per combinazioni SLE Frequenti, si ritengono soddisfatte essendo le tensioni per combinazioni Rara inferiori al limite di 0.45 f_{ck} .

5.5.3.2 Verifica fessurazione

Per verifica a fessurazione si considera come stato limite l'apertura delle fessure, facendo riferimento al punto 4.1.2.2.4. Si considera:

- Condizioni ambientali molto aggressive
- Armature poco sensibili

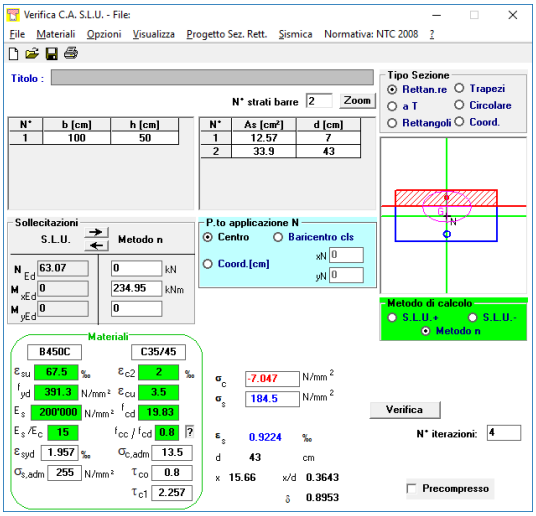
Per le seguente combinazioni si ha:

Combinazione SLE Frequente: $w_d < w_1$

Combinazione SLE Quasi Permanente: $w_d < w_1$

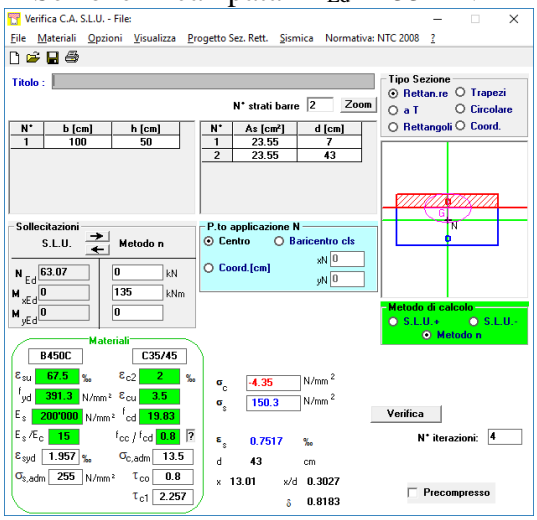
Sollecitazioni platea per combinazioni SLE Frequente

Sezione di estremità M_{Ed}=234.95 KNm



$\sigma_s = 185$ MPa => $w_d = 0.166$ mm $< w_1$

Sezione in campata M_{Ed}= 135 KNm



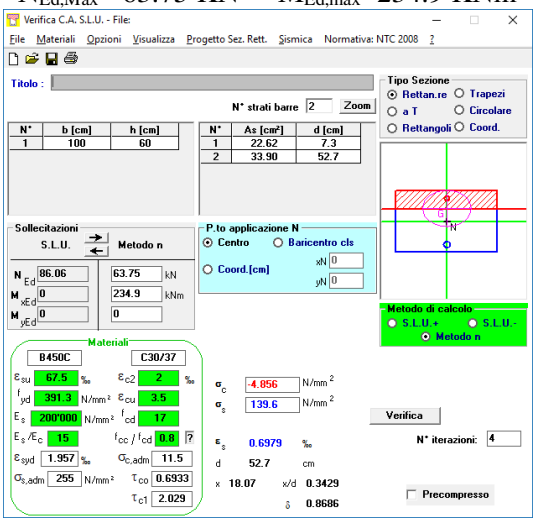
$\sigma_s = 150.3$ MPa=> $w_d = 0.171$ mm $< w_1$

Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	50	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	16	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	500	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	114467	k3	3.4
As (mmq)	3390	ρeff (%)	2.962%	k4	0.425
σs (MPA)	184.5	Δs (mm)	262		
x (mm)	156.6	εsm	6.344E-04		
kt (0.4-0.6)	0.4	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.166		

Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	65	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	20	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	500	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	123300	k3	3.4
As (mmq)	2355	ρeff (%)	1.910%	k4	0.425
σs (MPA)	150.3	Δs (mm)	399		
x (mm)	130.1	εsm	4.294E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.171		

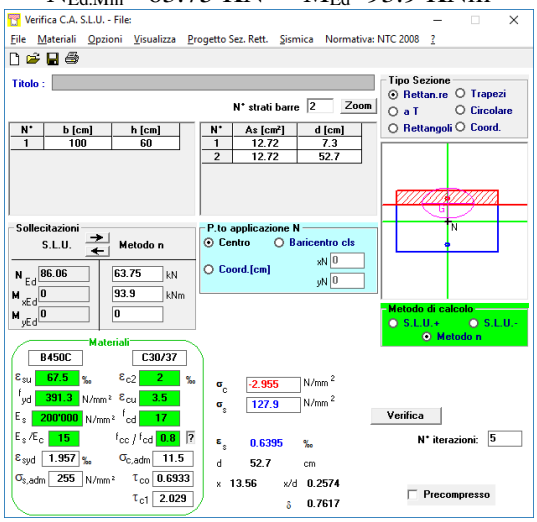
Sollecitazioni Pareti per combinazioni SLE Frequente

$N_{Ed,Max}$= 63.75 KN - $M_{Ed,max}$=234.9 KNm



σ_s = 139.6 MPa

$N_{Ed,Min}$= 63.75 KN - M_{Ed}=93.9 KNm



σ_s = 123 MPa

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta senza effettuare calcolo diretto, ma facendo riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III delle NTC08, in relazione alle condizioni ambientali aggressive, alla combinazioni di carico ed all'armatura poco sensibile.
Le tensioni nella barre di armatura risultano inferiori ai limiti indicati nelle tabelle sopra richiamate in relazione al limite di apertura delle fessure (w_2< 0.3 mm e w_1< 0.2 mm), diametro ed al passo delle armature previste in progetto.

5.5.4 Portanza fondazione

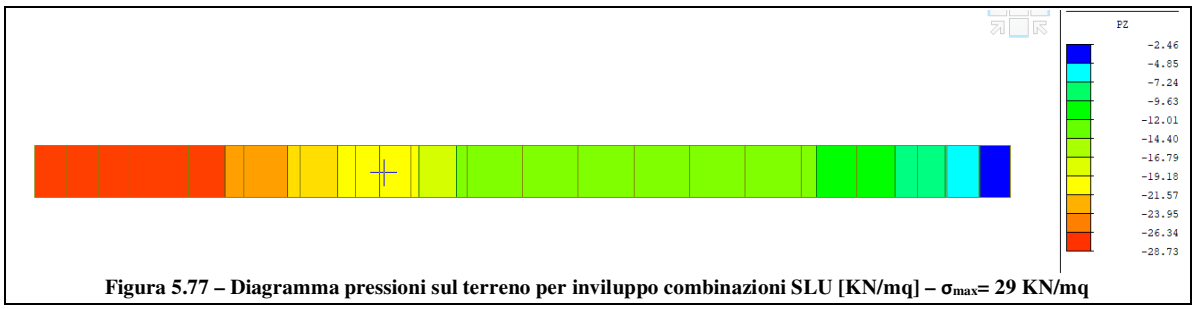


Figura 5.77 – Diagramma pressioni sul terreno per inviluppo combinazioni SLU [KN/mq] – σ_{max}= 29 KN/mq

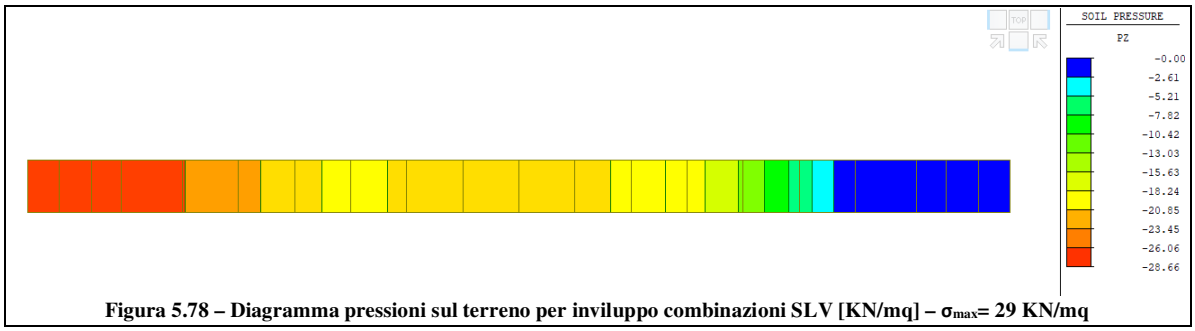


Figura 5.78 – Diagramma pressioni sul terreno per inviluppo combinazioni SLV [KN/mq] – σ_{max}= 29 KN/mq

Le tensioni indotte sul terreno dalla fondazione sono state calcolate modellando l'intera struttura e schematizzando l'interazione suolo-struttura è stata alla Winkler con costante di sottofondo pari a K=1 kg/cm^3.

La verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono svolte come indicato in 6.4.2.1 delle NTC2008, secondo l'*Approccio 2* (A1+M1+R3) e, il coeff. parziale per la verifica di capacità portante è γ_R=2,3, come indicato in tab. 6.4.1 delle NTC2008.

Il carico limite dell'insieme fondazione terreno viene ricavato impiegando la formula di Terzaghi-Hansen, considerando il piano di posa della fondazione ad una profondità di 4.1 ml dal piano del ferro, considerando i seguenti parametri geotecnici relativi allo strato di sabbia fine limosa, presente alla quota di imposta della fondazione ed i coefficienti correttivi dovuti alla dimensione della fondazione. La capacità portante viene calcolata considerando solo il termine $q \cdot Nq$

Il livello dell'acqua si considera al di sopra dell'estradosso della platea di fondazione.

I parametri di geotecnici caratteristici sono: γ_k=19 KN/mc, γ_{sk}=20 KN/mc φ_k=36° c=0

q=70 KN/mq Nq=37.75 => q_u= 2642 KN/mq R_3=2.3 =>

q_{lim}= 1148 MPa > $\sigma_{t,MAX}$

5.6 SCATOLARE AREA PORTUALE

Il manufatto da realizzare è uno scatolare che attraversa l'area portuale e costituisce lo sbocco a mare del canale oggetto interessato da progetto. Verrà realizzato in fasi successive previa realizzazione di una paratia in micropali che sosterrà lo scavo.
Quest'ultima sarà costituita da micropali 139.7/10 posti ad interasse 40 cm di lunghezza 12, con cordolo in testa di sezione 100x50 cm, oltre 6 micropali inclinato almeno 20° sempre della stessa sezione e lunghezza.
Lo scatolare avrà larghezza netta 8 ml, altezza netta pari a 2.5 ml con spessore della soletta superiore di 70 cm, mentre le pareti e la platea di fondo avranno spessore 60 cm.
Nelle verifiche strutturali è stato considerato per la soletta dello scatolare, un carico permanete di 10 KN/mq ed un sovraccarico di 50 KN/mq.
Durante l'esecuzione dei lavori, per garantire l'attraversamento della zona di lavoro, sarà installato un by-pass provvisorio costituito da travi metalliche HE600B con sovrastante lamiera di spessore 15 mm, il quale verrà appoggiato ai cordoli della paratia.

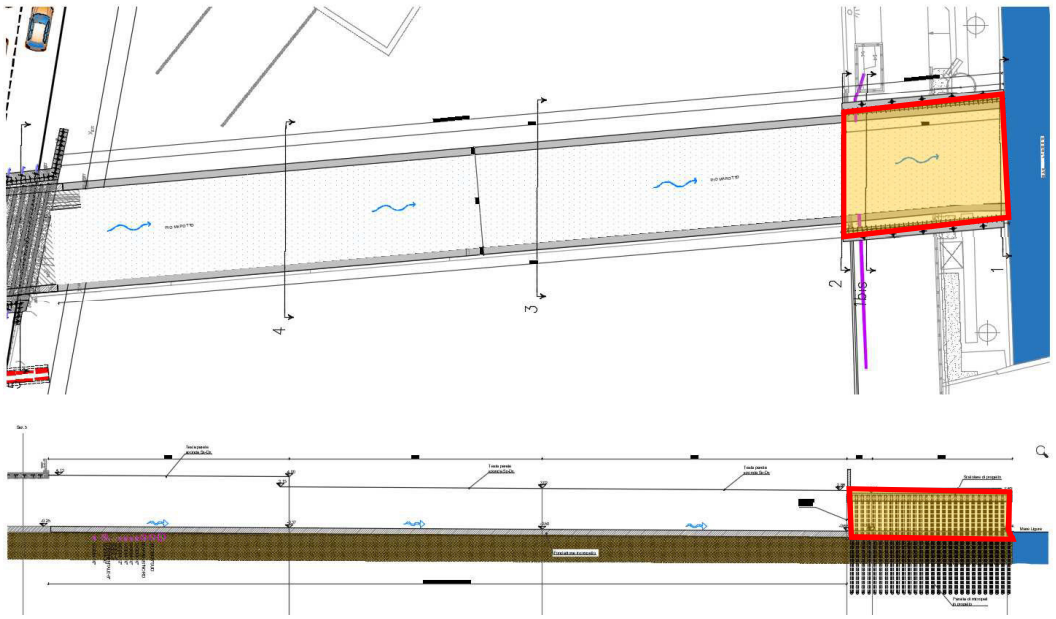


Figura 5.79 – Planimetria e sezione longitudinale del canale trasversale del canale

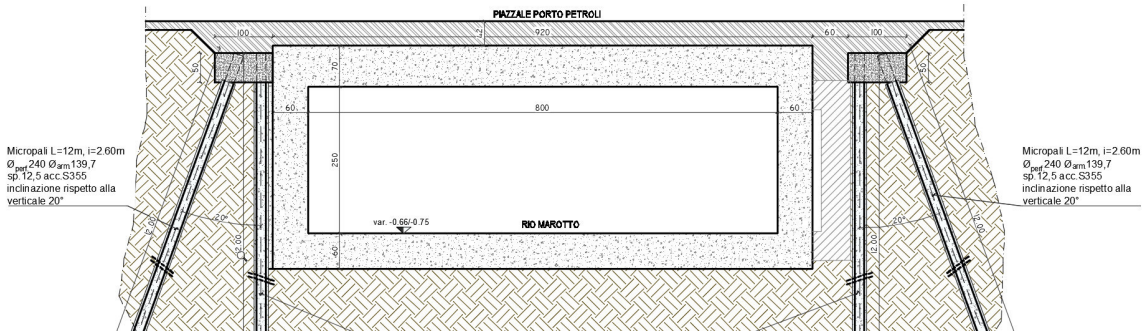


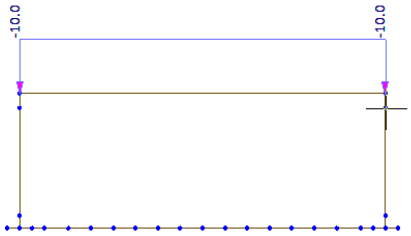
Figura 5.80 – Sezione trasversale

5.6.1 Analisi dei carichi

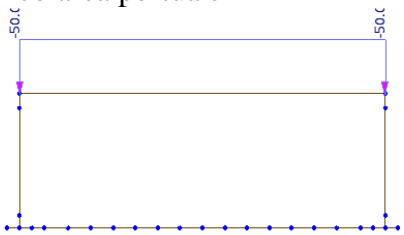
5.6.1.1 Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3
- Permanenti
  - Pavimentazione+riempimento
    - Pavimentazione: 3.0 kN/m^2
    - Riempimento: 7.0 kN/m^2



- Sovraccarico
  - Sovraccarico area portuale 50 kN/m^2



5.6.1.2 Spinta delle terre

Spinta statica delle terreno

Per la spinta statica è stato considerato il caso di spinta a riposo, facendo riferimento ai parametri geotecnici desumibili dalla caratterizzazione geotecnica dell'intero progetto e trascurando la presenza della paratia prevista per la stabilizzazione delle parteti durante i lavori.

γ= 18 KN/mc ϕ=30° c=0 K_0= (1-senϕ)= 0.50 h= 4.20 ml

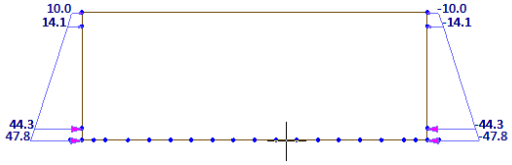


Figura 5.81 – Spinta statica delle terre

Spinta dovuta ai sovraccarichi

Si considera per l'area portuale un sovraccarico di 50 KN/mq

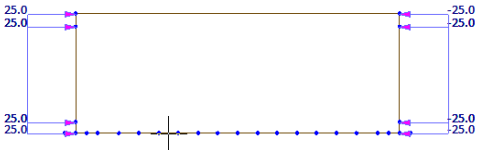


Figura 5.82 – Spinta statica delle terre dovuto al sovraccarico

Spinta sismica

Si considera anche l'azione sismica del terrapieno facendo riferimento al punto 7.11.6.2 delle NTC08.

a_g= 0.079 g Ss=1.60 terreno cat E

$a_{max}/g = S \cdot a_g$= 1.60·0.079g= 0.1264 g β_m= 1

k_h= 0.1264 k_v=+/- 0.0632

L'azione sismica viene considerata applicando l'incremento di spinta ricavato attraverso la relazione di Mononobe-Okabe, considerando la risultante applicata a 2/3 dell'altezza del paramento. Con attrito terra-muro nullo risulta.

θ= arctan [$k_h/(1- k_v)$] = 7°.6843 δ=0 => ΔS= 14.2 KN/m

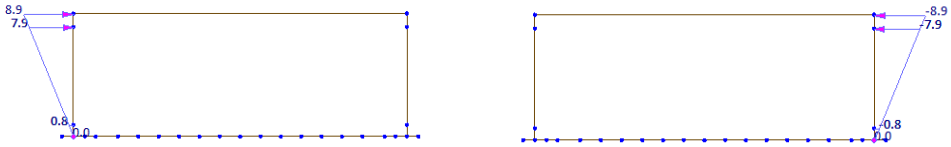


Figura 5.83 – Spinta delle terre per sisma da sinistra e da destra

All'incremento di spinta delle terre dovuta al sisma viene aggiunta l'inerzia della struttura

5.6.2 Verifiche SLU-SLV

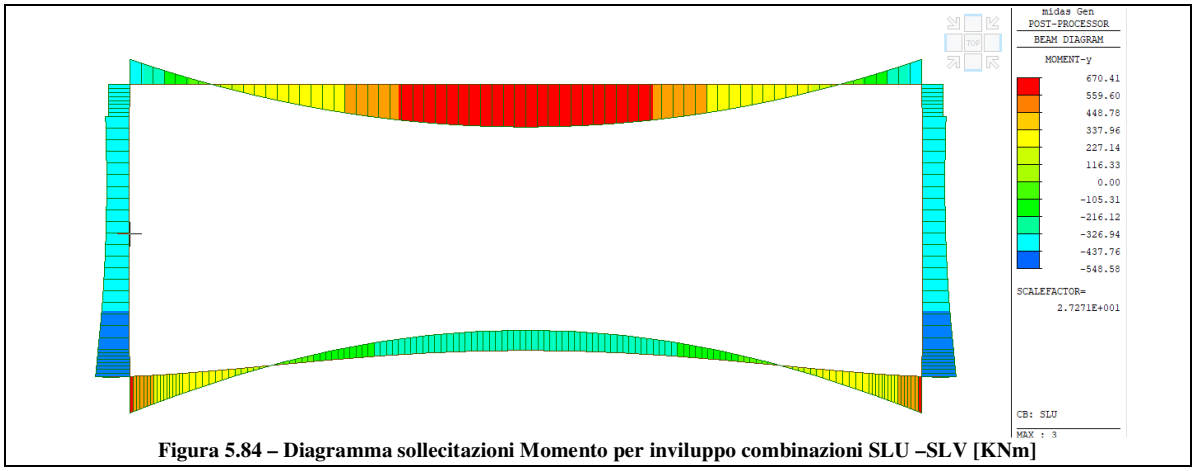


Figura 5.84 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLU –SLV [KNm]

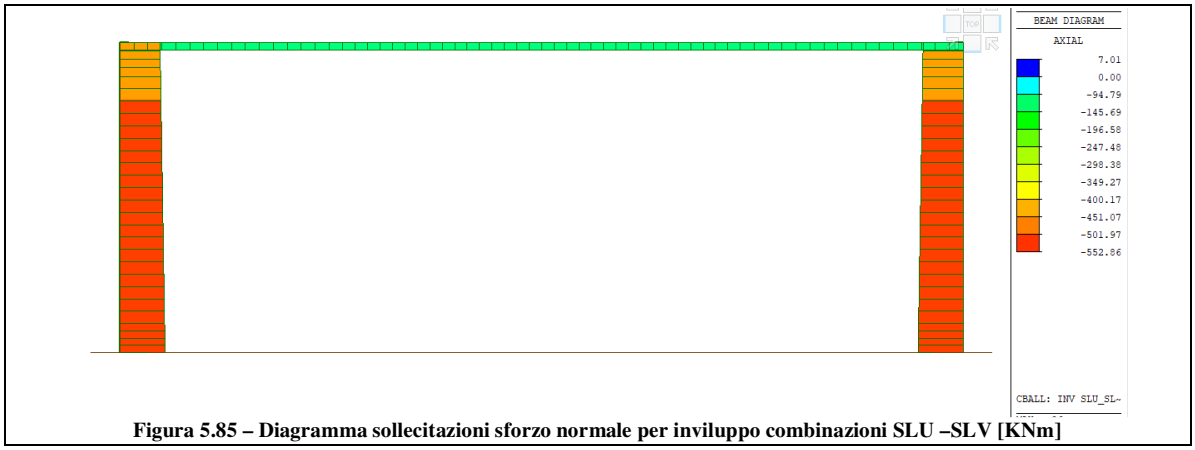


Figura 5.85 – Diagramma sollecitazioni sforzo normale per inviluppo combinazioni SLU –SLV [KNm]

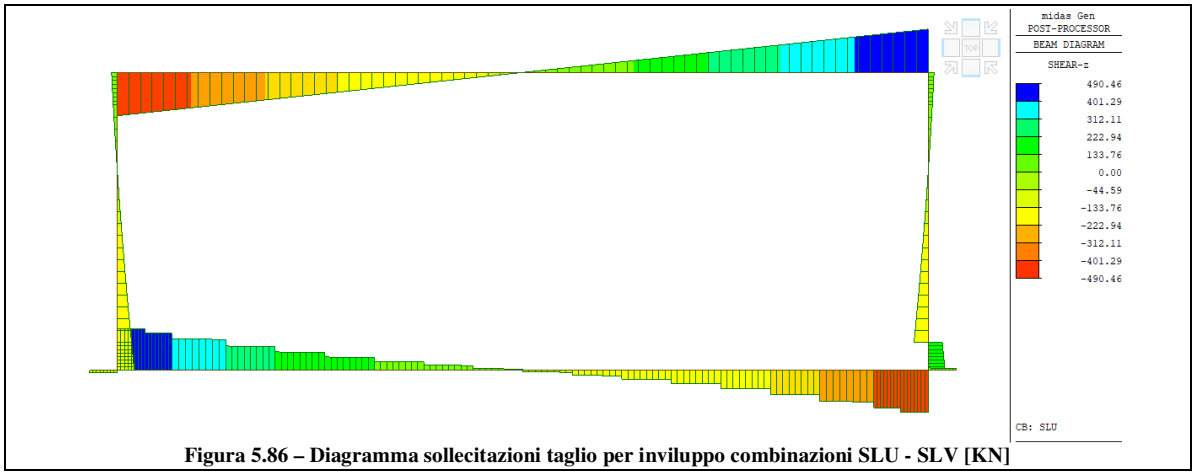
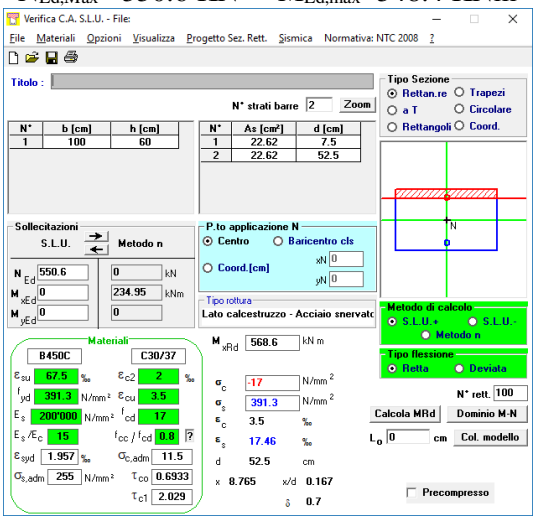


Figura 5.86 – Diagramma sollecitazioni taglio per inviluppo combinazioni SLU - SLV [KN]

Verifica flessione sezione di base pareti

Sezione di base

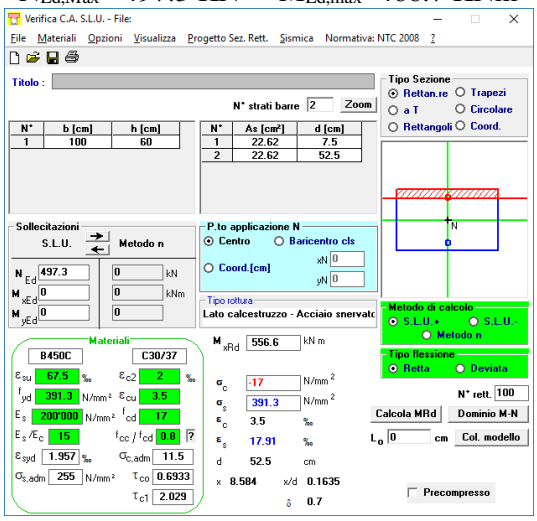
$N_{Ed,Max}$= 550.6 KN - $M_{Ed,max}$=548.4 KNm



M_{Rd} = 568.6 KNm > M_{Ed}

Sezione di testa

$N_{Ed,Max}$= 497.3 KN - $M_{Ed,max}$=466.7 KNm



M_{Rd} = 556.6 KNm > M_{Ed}

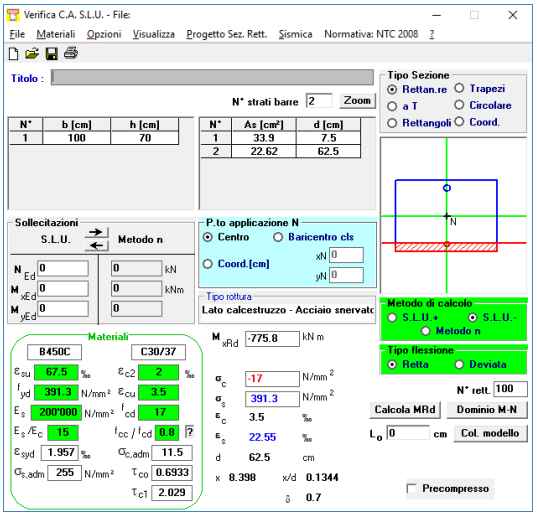
Verifica a taglio

$N_{Ed,min}$ = 550.6 KN/m => σ_0= 0.918 MPa k= 1.617 ρ= 0.4305%

$V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15\ \sigma_0) \cdot d \cdot b_w$= 311.3 KN => **$V_{Rd}$= > $V_{Ed,Max}$ = 160 KN**

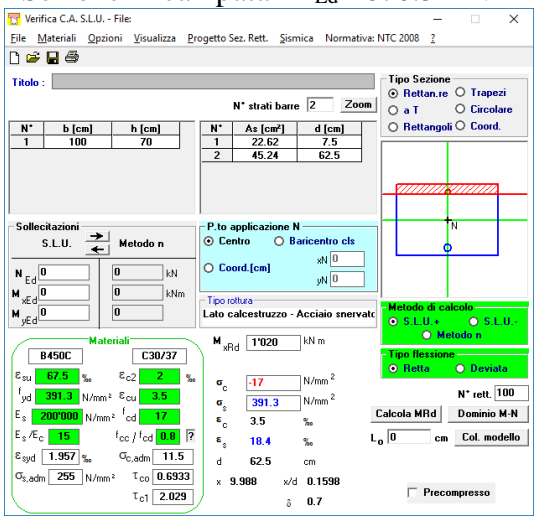
Verifica flessione solettone

Sezione di estremità M_{Ed}=-466.7.3 KNm



M_{Rd} = 775.8 KNm > M_{Ed}

Sezione in campata M_{Ed}= 670.5 KNm



M_{Rd} = 1020 KNm> M_{Ed}

Verifica a taglio

Per le zone prive di armatura a taglio

k= 1.565 ρ= 0.362%

$V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}) \cdot d \cdot b_w$= 259 KN => **$V_{Rd}$= > $V_{Ed,Max}$ = 230 KN**

Per le zone con armatura a taglio

$A_{sw}/s \cdot$= 1.412 mm $f_{yd} \cdot$=391 MPa f'_{cd}=8.5 MPa d=625 mm b_w= 1000 mm cotgθ=2

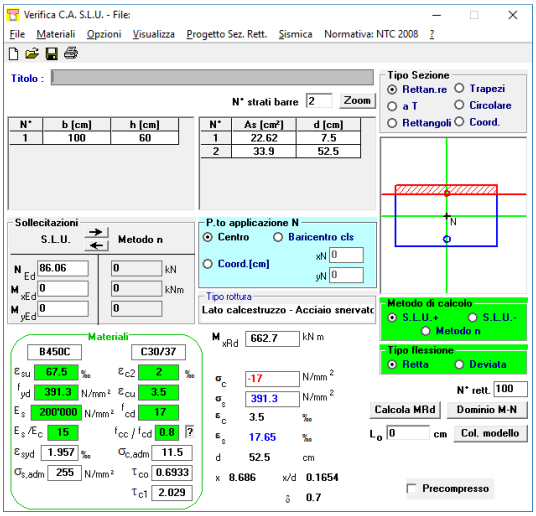
$V_{RSd}= 0.9 \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \cot g\theta$ => V_{RSd}= 621.1 KN

$V_{RCd}= 0.9 \cdot d \cdot b_w\ f'_{cd}\ (1+\cot g\theta)/(1+ \cot g^2\theta)$=> V_{RCd}= 2868 KN

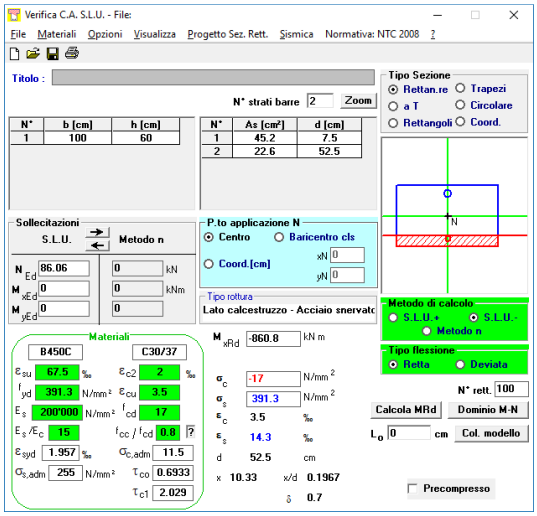
V_{Rd}= 621.1 KN > $V_{Ed,Max}$ = 490.5 KN

Verifica flessione platea fondazione

Sezione di estremità M_{Ed}=-527.4 KNm Sezione in campata M_{Ed}= 484.9 KNm



M_{Rd} = 662.7 KNm > M_{Ed}



M_{Rd} = 860.8 KNm> M_{Ed}

Verifica a taglio

Per le zone prive di armatura a taglio

k= 1.617 ρ= 0.4305%

$V_{Rd}= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}) \cdot d \cdot b_w$= 239 KN => **$V_{Rd}$= > $V_{Ed,Max}$ = 187 KN**

Per le zone con armatura a taglio

$A_{sw}/s \cdot$= 1.412 mm $f_{yd} \cdot$=391 MPa f'_{cd}=8.5 MPa d=525 mm b_w= 1000 mm cotgθ=2

$V_{RSd}= 0.9 \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \cot g\theta$ => V_{RSd}= 521.7 KN

$V_{RCd}= 0.9 \cdot d \cdot b_w f'_{cd} (1+\cot g\theta)/(1+ \cot g^2\theta)$=> V_{RCd}= 2409 KN

V_{Rd}= 521.7 KN > $V_{Ed,Max}$ = 490.5 KN

5.6.3 Verifiche SLE

Combinazioni SLE Rara

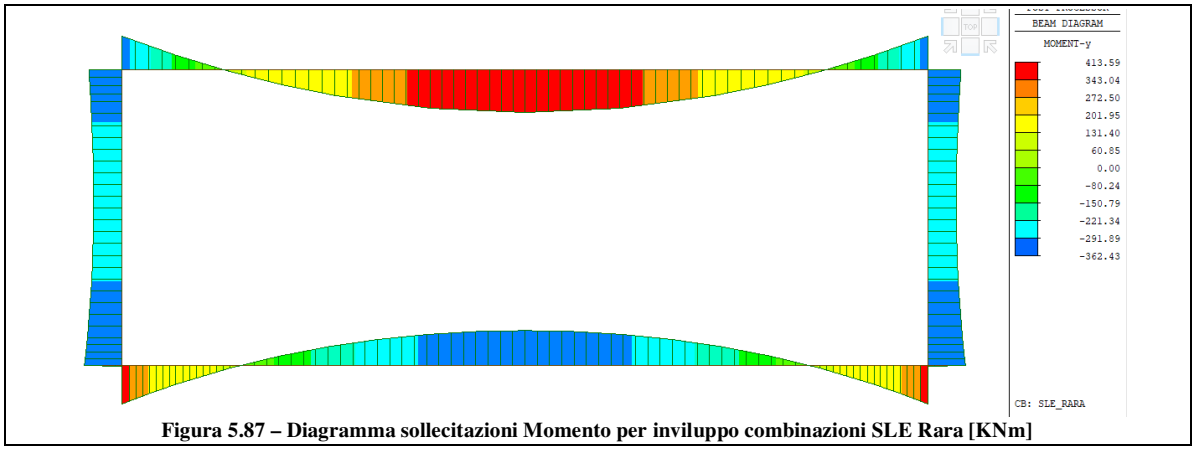


Figura 5.87 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Rara [KNm]

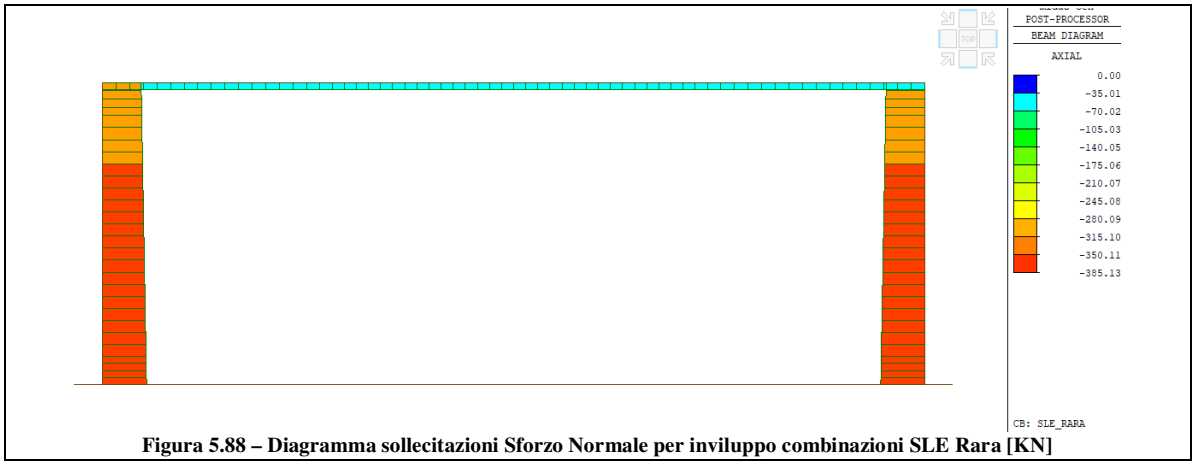


Figura 5.88 – Diagramma sollecitazioni Sforzo Normale per inviluppo combinazioni SLE Rara [KN]

Combinazioni SLE Frequente

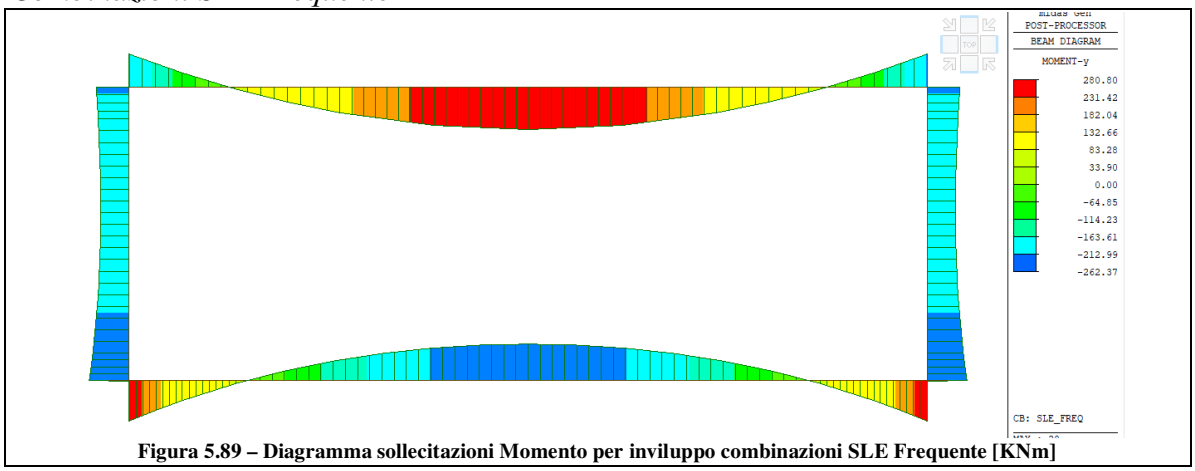


Figura 5.89 – Diagramma sollecitazioni Momento per inviluppo combinazioni SLE Frequente [KNm]

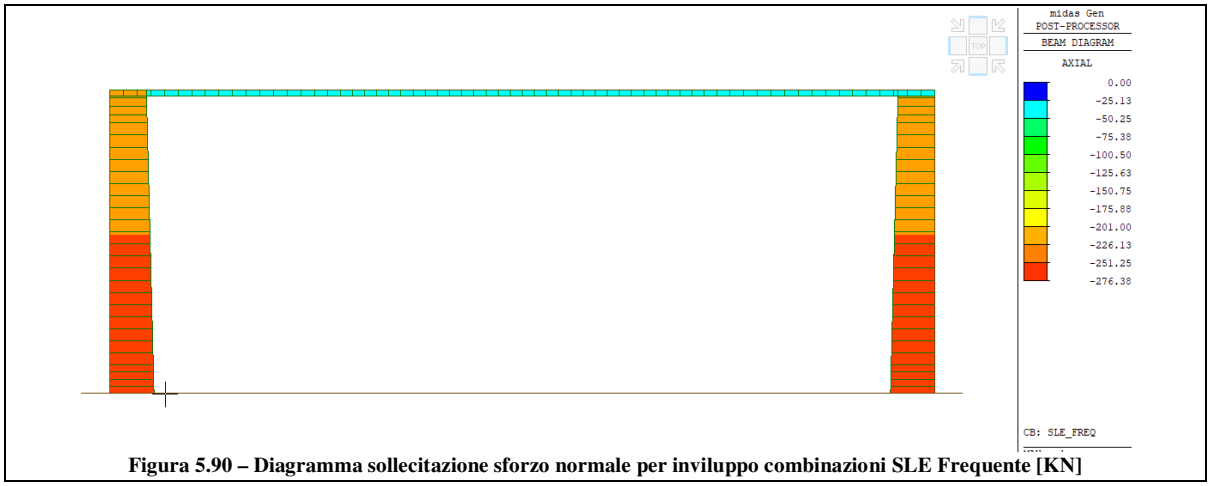


Figura 5.90 – Diagramma sollecitazione sforzo normale per inviluppo combinazioni SLE Frequente [KN]

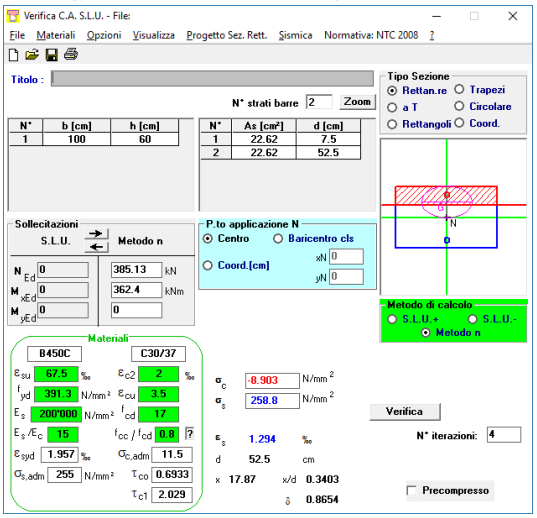
5.6.3.1 Verifica tensionale

Per comb. rara: $\sigma_{c,Max}$= 0.60 fck= 18.0 MPa
Per comb. quasi perm: $\sigma_{c,Max}$= 0.45 fck= 13.5 MPa
Per combinazioni SLE: $\sigma_{s,Max}$= 0.8 fyk= 360 MPa

Verifica Pareti per combinazioni SLE Rara

Sezione base

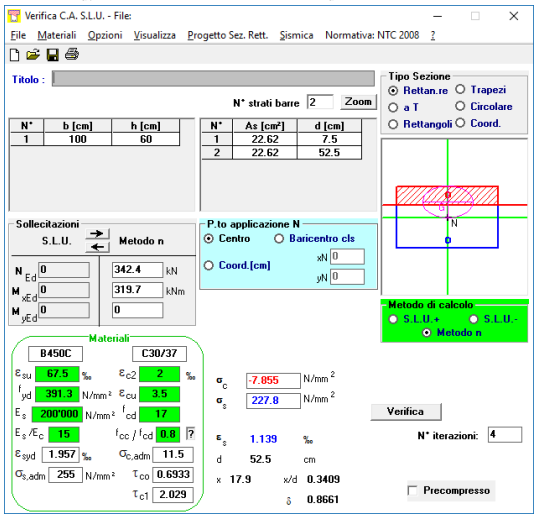
$N_{Ed.Min}$= 385.13 KN - M_{Ed}=362.4 KNm



σ_c = 8.9 MPa < 0.45 fck
σ_s = 258.8 MPa < 0.8 f_{yk}

Sezione testa

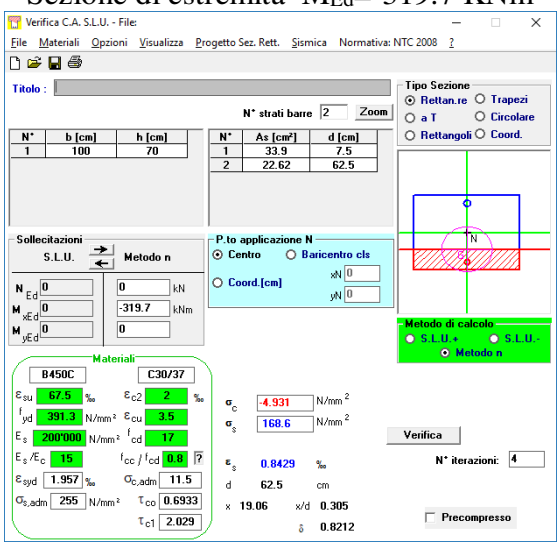
$N_{Ed.Min}$= 342.4 KN - M_{Ed}=319.7 KNm



σ_c = 7.9 MPa < 0.45 fck
σ_s = 227.8 MPa < 0.8 f_{yk}

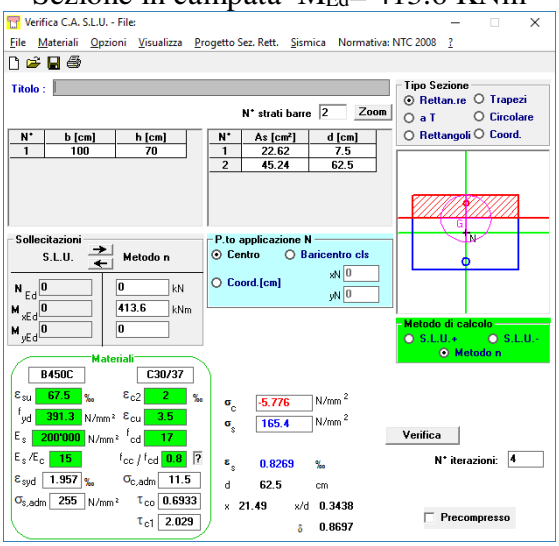
Verifica Solettone per combinazioni SLE Rara

Sezione di estremità M_{Ed}=-319.7 KNm



σ_c = 4.9 MPa < 0.45 fck
σ_s = 168.9 MPa < 0.8 f_{yk}

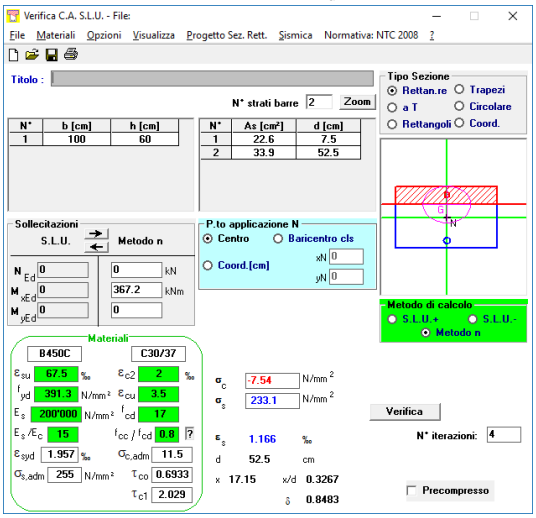
Sezione in campata M_{Ed}= 413.6 KNm



σ_c = 5.8 MPa < 0.45 fck
σ_s = 165.4 MPa < 0.8 f_{yk}

Verifica Platea per combinazioni SLE Rara

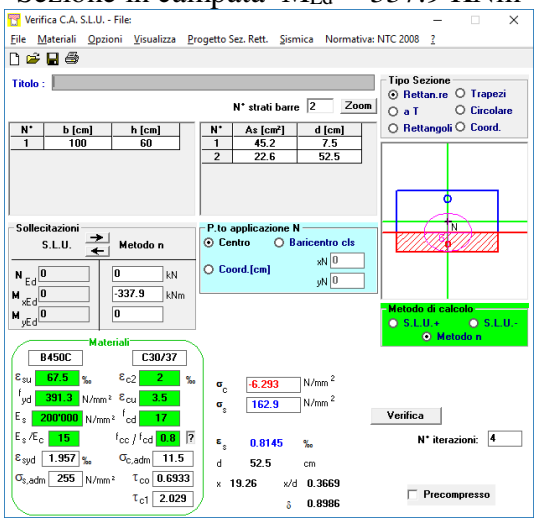
Sezione di estremità M_{Ed}=+367.2 KNm



σ_c = 7.5 MPa < 0.45 fck

σ_s = 233.1 MPa < 0.8 f_{yk}

Sezione in campata M_{Ed}= -337.9 KNm



σ_c = 6.3 MPa < 0.45 fck

σ_s = 163 MPa < 0.8 f_{yk}

Le verifica tensionale per combinazioni SLE Frequenti, si ritengono soddisfatte essendo le tensioni per combinazioni Rara inferiori al limite di 0.45 f_{ck} .

5.6.3.2 Verifica fessurazione

Per verifica a fessurazione si considera come stato limite l'apertura delle fessure, facendo riferimento al punto 4.1.2.2.4. Si considera:

- Condizioni ambientali molto aggressive
- Armature poco sensibili

Per le seguente combinazioni si ha:

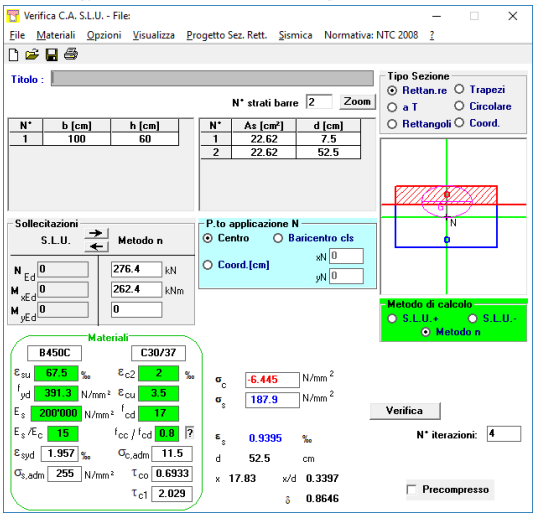
Combinazione SLE Frequente: $w_d < w_1$

Combinazione SLE Quasi Permanente: $w_d < w_1$

Verifica Pareti per combinazioni SLE Frequente

Sezione base

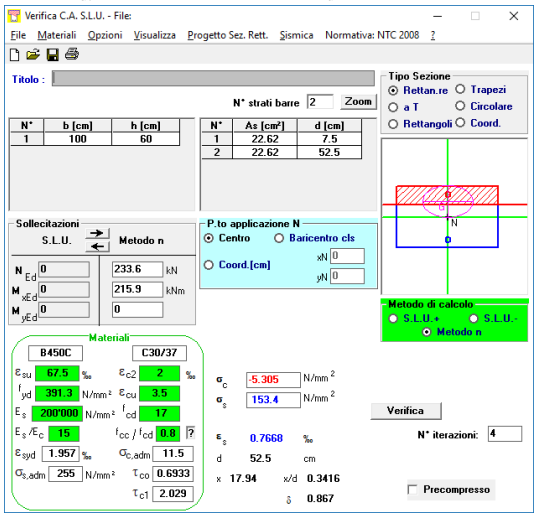
$N_{Ed.Min}$= 276.4 KN - M_{Ed}=262.4 KNm



σ_s = 188 MPa => w_d= 0.181 mm < 0.20

Sezione testa

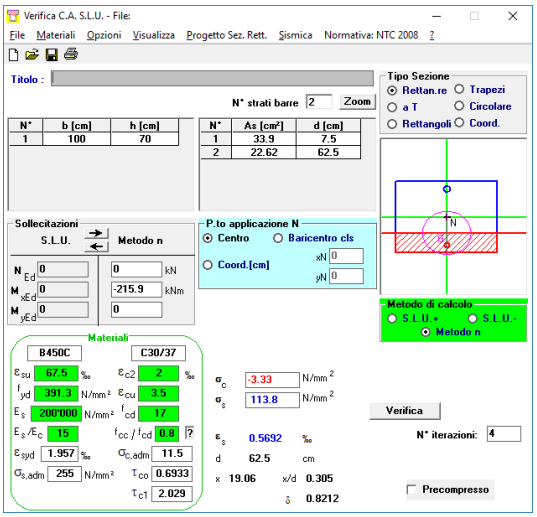
$N_{Ed.Min}$= 233.6 KN - M_{Ed}=215.9 KNm



σ_s = 153.4 MPa

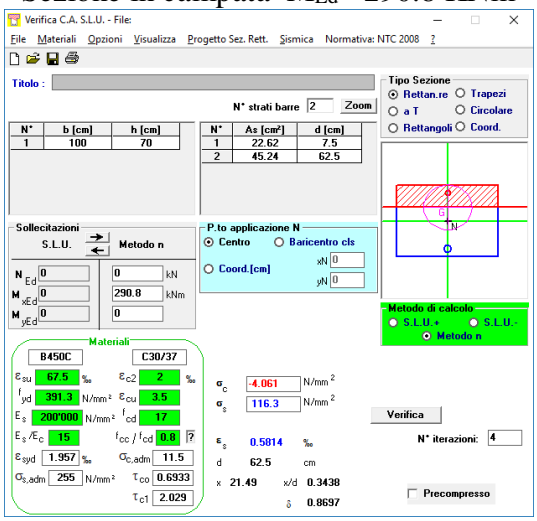
Verifica Solettone per combinazioni SLE Frequente

Sezione di estremità M_{Ed}=-215.9 KNm



σ_s = 113.8 MPa < 160 MPa

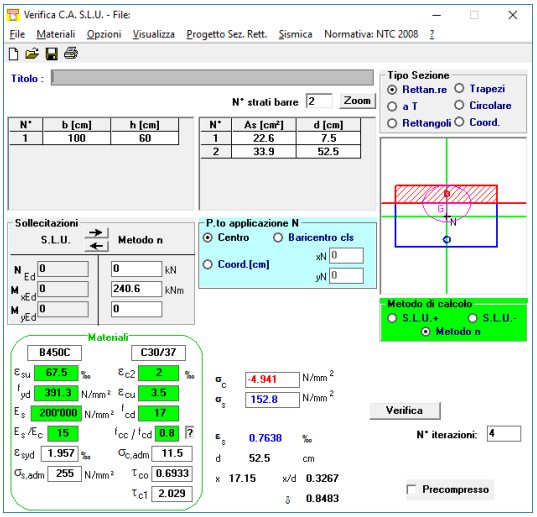
Sezione in campata M_{Ed}= 290.8 KNm



σ_s = 116.3 MPa < 160 MPa

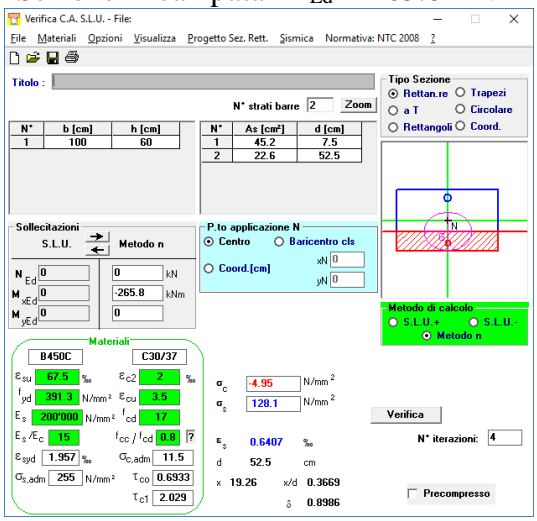
Verifica Platea per combinazioni SLE Frequente

Sezione di estremità M_{Ed}=+240.6 KNm



σ_s = 152.8 MPa < 160 MPa

Sezione in campata M_{Ed}= -265.8 KNm



σ_s = 128.1 MPa 160 MPa

A meno della sezione di base per la combinazione frequente la verifica a fessurazione risulta soddisfatta senza effettuare calcolo diretto, ma facendo riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III delle NTC08, in relazione alle condizioni ambientali aggressive, alla combinazioni di carico ed all'armatura poco sensibile.

Verifica sezione di base per la combinazione frequente

Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	50	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	16	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	600	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	140567	k3	3.4
As (mmq)	2262	ρeff (%)	1.609%	k4	0.425
σs (MPA)	187.8		**Δs (mm)**	**339**	
x (mm)	178.3		**εsm**	**5.366E-04**	
kt (0.4-0.6)	0.4		w (mm)	0.20	
		wd (mm)		**0.182**	

5.6.4 Portanza fondazione

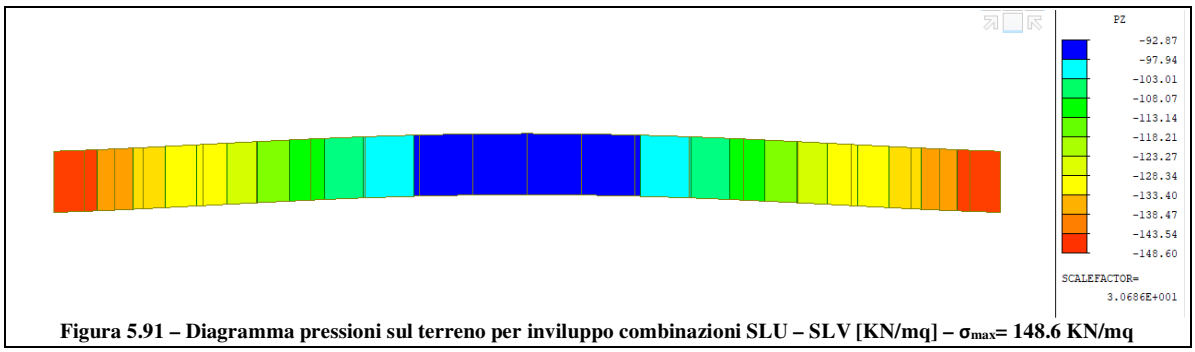


Figura 5.91 – Diagramma pressioni sul terreno per inviluppo combinazioni SLU – SLV [KN/mq] – σ_{max}= 148.6 KN/mq

Le tensioni indotte sul terreno dalla fondazione sono state calcolate modellando l'intera struttura e schematizzando l'interazione suolo-struttura è stata alla Winkler con costante di sottofondo pari a K=1 kg/cm^3.

La verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono svolte come indicato in 6.4.2.1 delle NTC2008, secondo l'*Approccio 2* (A1+M1+R3) e, il coeff. parziale per la verifica di capacità portante è γ_R=2,3, come indicato in tab. 6.4.1 delle NTC2008.

Il carico limite dell'insieme fondazione terreno viene ricavato impiegando la formula di Terzaghi-Hansen, considerando il piano di posa della fondazione ad una profondità di 4.1 ml dal piano del ferro, considerando i seguenti parametri geotecnici relativi allo strato di sabbia fine limosa, presente alla quota di imposta della fondazione ed i coefficienti correttivi dovuti alla dimensione della fondazione. La capacità portante viene calcolata considerando solo il termine $q \cdot Nq$

Il livello dell'acqua si considera al di sopra dell'estradosso della platea di fondazione.

I parametri di geotecnici caratteristici sono: γ_k=19 KN/mc, γ_{sk}=20 KN/mc φ_k=36° c=0

q=70 KN/mq Nq=37.75 => q_u= 2642 KN/mq R_3=2.3 =>
q_{lim}= 1148 MPa > $\sigma_{t,MAX}$

5.7 PARATIA AREA PORTUALE

La paratia ha la funzione di sostenere lo scavo garantendo il transito nelle zone adicenti.
Sarà costituita da micropali verticali d=139.7/10 di lunghezza 12 ml posti a passo 40 cm e micropali inclinati con funzione di tiranti dello stesso diametro e lunghezza posti a passo 2.60 ml.
La paratia è stata verificata considerando per il terreno a monte durante le fasi di lavoro un sovraccarico di 20 KN/mq e le reazioni delle travi del by-pass provvisorio, che saranno appoggiate sopra i cordoli.

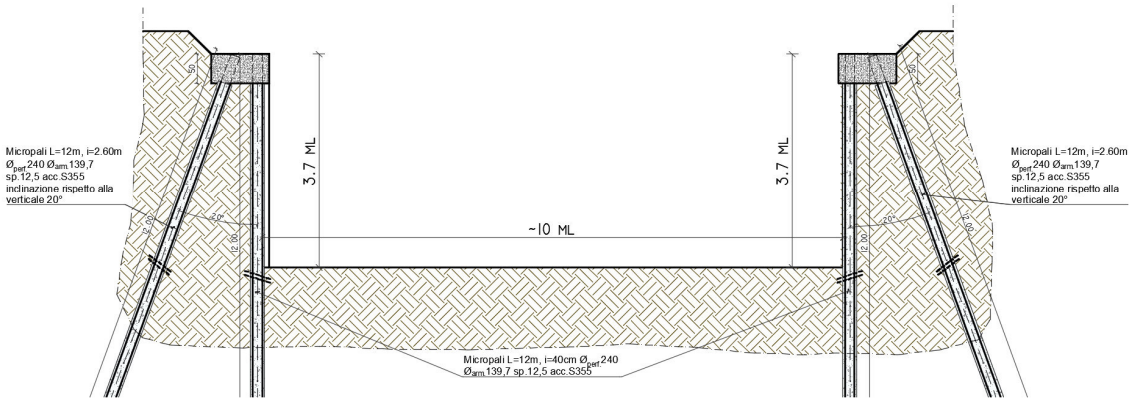


Figura 5.92 – Sezione del canale a paratia ultimate

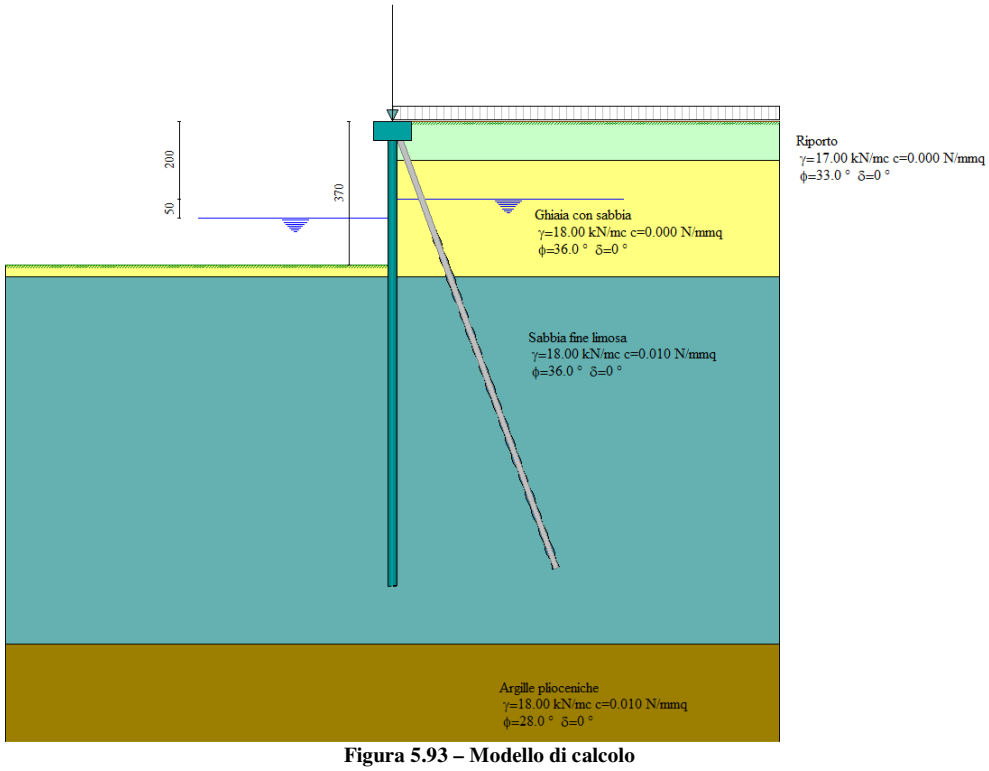


Figura 5.93 – Modello di calcolo

5.7.1 Risultati analisi di stabilità

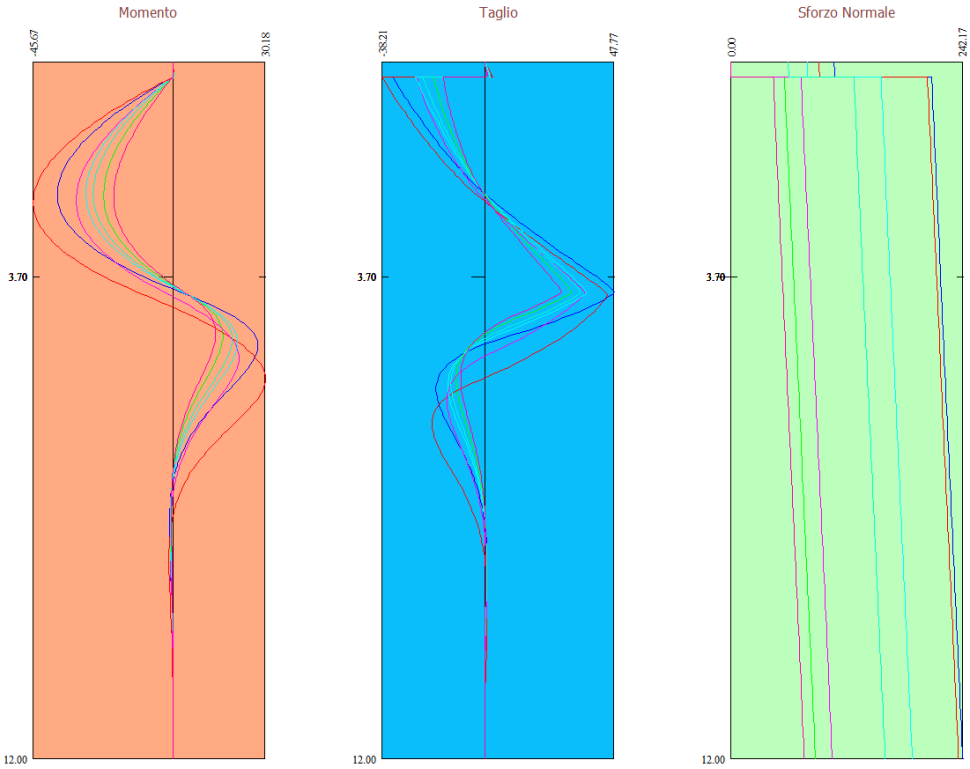


Figura 5.94 – Inviluppo dei diagrammi di sollecitazione della paratia

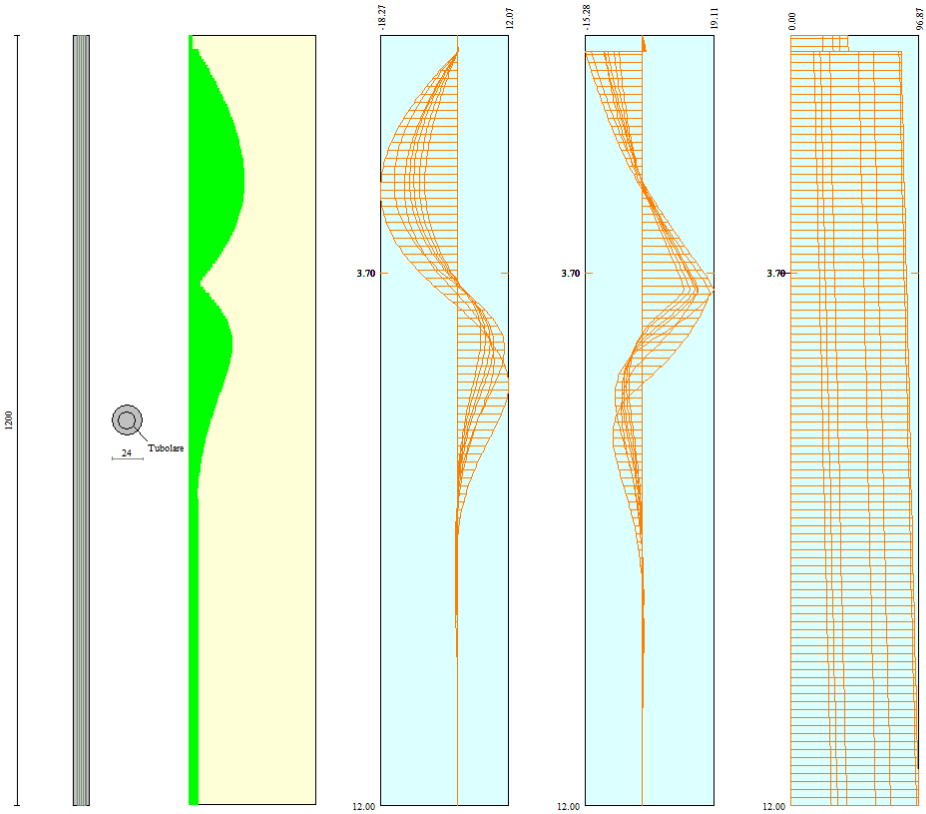


Figura 5.95 – Inviluppo dei diagrammi di sollecitazione per singolo micropalo

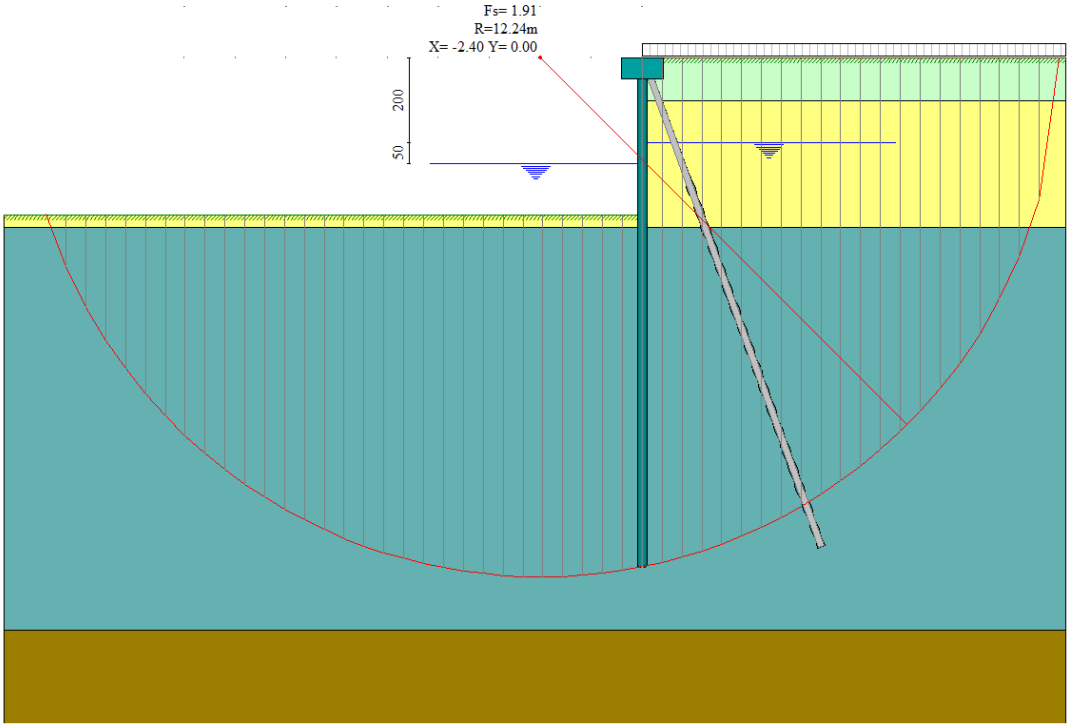


Figura 5.96 – Verifica di stabilità globale a coefficiente minimo per combinazioni A2+M2 – FSmin=1.54

Risultati Tiranti

	Y [m]	nt	N [kN]	L [m]	Lf [m]	sf [N/mmq]	Fs
*	0.25	6	279.58	12.00	9.40	68.614	1.08

Help

Dettagli tirante 1 (y = 0.25 m)

	Comb n°	h [m]	N [kN]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	N/ml [kN]
*	1	3.70	250.54	0.4412	11.30	8.70	36.72 * 100.90
	2	3.70	137.60	0.1933	7.60	5.00	20.17 * 55.41
	3	3.70	279.58	0.4634	10.80	8.20	40.98 * 112.59
	4	3.70	181.13	0.2493	8.00	5.40	26.55 * 72.95
	5	3.70	189.11	0.3356	5.90	3.30	27.72 * 76.16
	6	3.70	168.58	0.2901	5.60	3.00	24.71 * 67.89
	7	3.70	108.80	0.1562	4.70	2.10	15.95 * 43.82

Figura 5.97 – Tabella risultati dei micropali inclinati con funzione di tiranti – FS=1.25

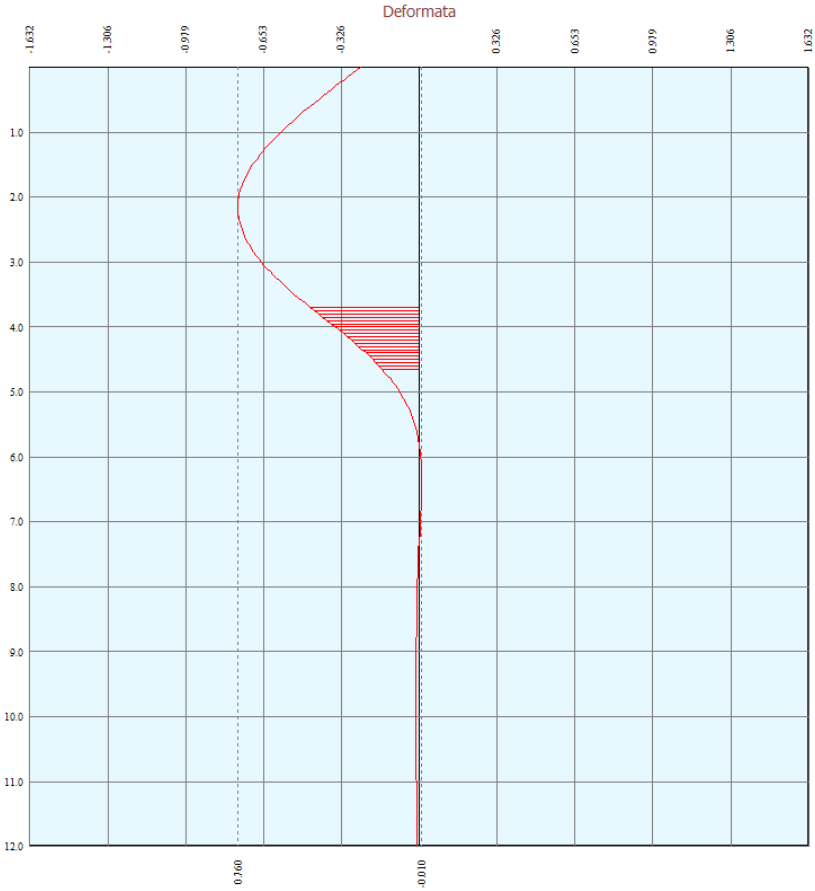


Figura 5.98 – Deformata massima paratia per combinazione SLE Rara - δ~7 mm

5.8 OPERE PROVVISIONALI

Le strutture provvisorie sono costituite da

1. Travi metalliche per garantire il traffico stradale su Via Ronchi durante i lavori come.
2. Struttura di raccordo con canale esistente.
3. By-pass zona portuale

5.8.1 TRAVI METALLICHE PROVVISORIEVIA RONCHI

Le travi metalliche sono necessarie per garantire il traffico lungo via Ronchi durante i lavori secondo la sequenze delle fasi previste nel progetto.

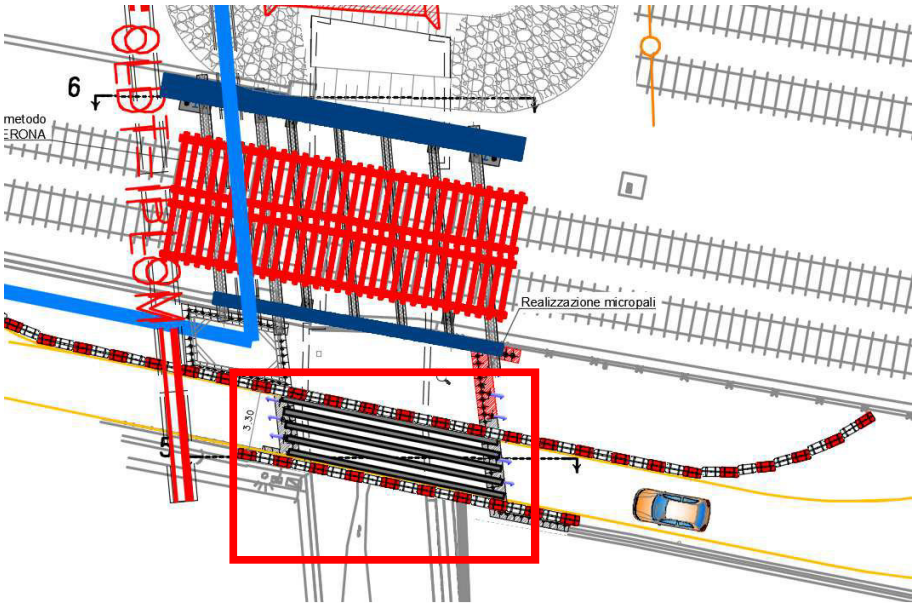


Figura 5.99 – Planimetria dell'intervento durante la fasi di utilizzo delle travi metalliche evidenziate con riquadro i rosso.

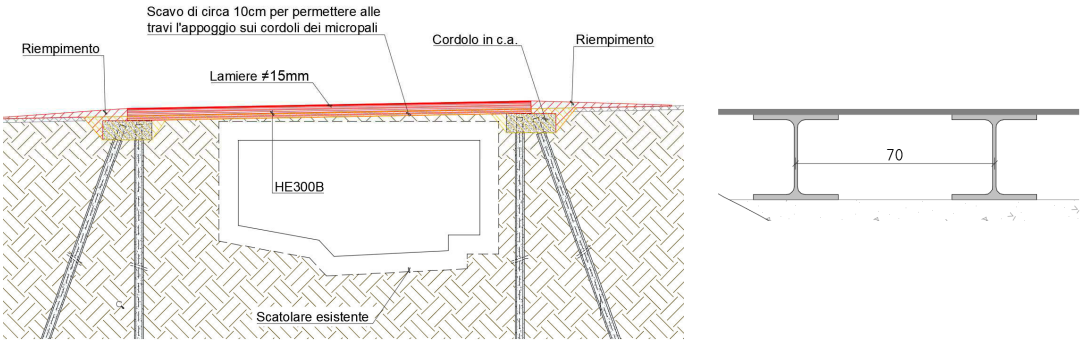
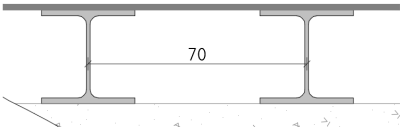


Figura 5.100 – Sezione trasversale dell'attraversamento provisorio prima delle operazioni di scavo e sezione tipo della struttura

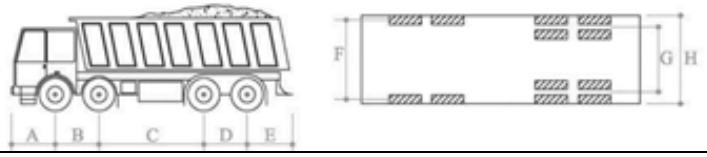
Le travi metalliche sono HE300B, le stesse previste per il ponte in configurazione definitiva (impalcato a travi incorporate). Saranno poste in posizione obliqua rispetto ai cordoli di testa della paratia, con una luce netta tra tali cordoli di 10.5 ml, ad interasse di 70 cm, con lamiera di spessore 15 mm di collegamento che garantirà il transito.

5.8.1.1 *Analisi dei carichi*



1. Peso proprio trave: 1.17 KN/ml
2. Peso lamiera 0.83 KN/ml
3. Sovraccarico: Autocarro 400 KN

Ant (KN)	Post (KN)	Tot (KN)		B (m)	C (m)	D (m)	F (m)	G (m)	H (m)
160	**240**	**400**		1.8	2.3	1.2	2.1	1.85	2.5



Per schema statico si considera una trave in semplice appoggio di luce 11.0 ml e competenza dei carichi di 70 cm.
Il carico dovuto al traffico si assume pari al carico delle ruote del mezzo considerato.

La verifica riguarda il controllo della massima tensione nella trave, considerando i coefficiente amplificativi γ_a per i carichi ed i coefficienti γ_m per le resistenze.
Considerando la lamiera un peso G_1, detto Q il carico dell'autocarro, la combinazione fondamentale per stato limite ultimo è la seguente:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.35 \cdot Q$$

5.8.1.2 *Verifiche resistenza*

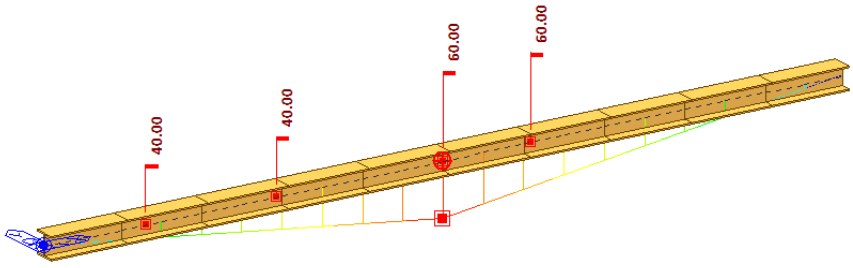


Figura 5.101 – Posizione dei carichi delle ruote sulla trave che rendono massimo momento flettente nella trave

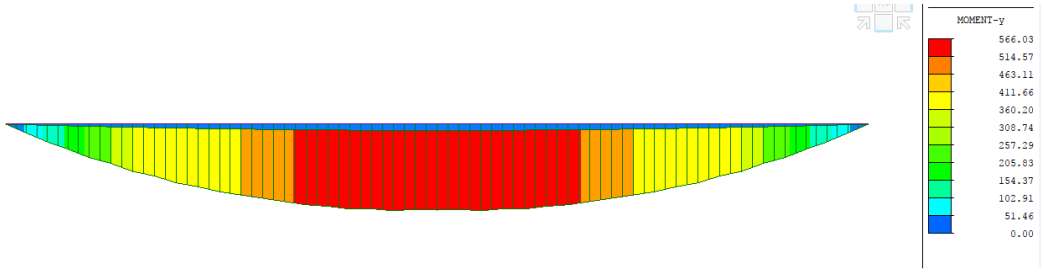


Figura 5.102 – Diagramma momento flettente per la combinazione SLU [KNm]

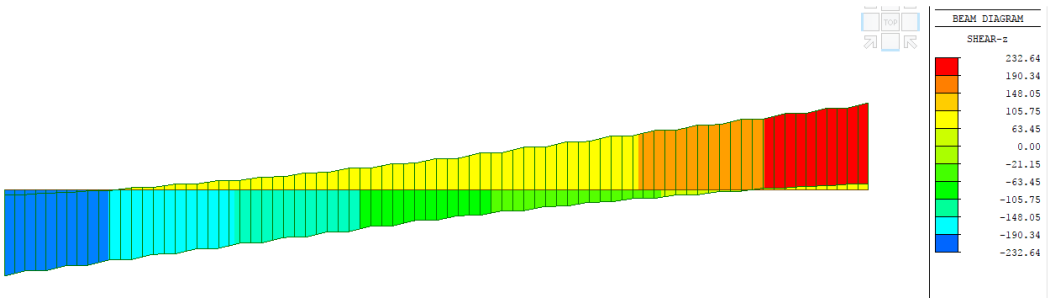


Figura 5.103 – Diagramma taglio per la combinazione SLU [KN]

$$V_{Ed,max} = 233 \text{ KN} < 0.50 \cdot T_{Rd} = 0.50 \cdot 562 = 281 \text{ KN}$$

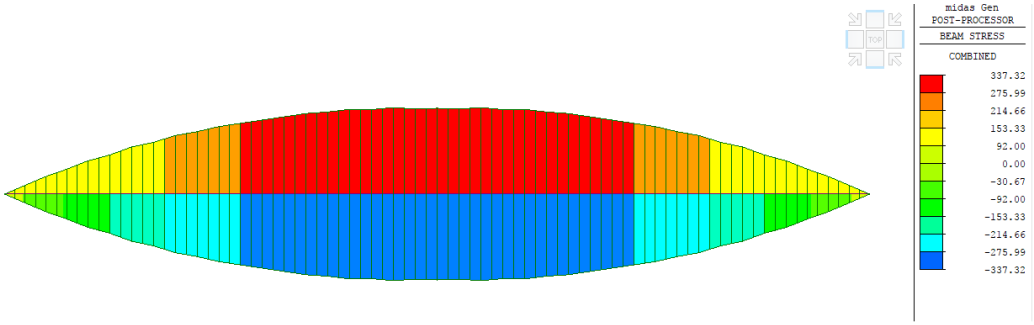


Figura 5.104 – Diagramma tensioni normale per la combinazione SLU [MPa] – σ_{max}= 337 MPa > f_{sk}/γ_{M0}

5.8.1.3 Verifica deformabilità

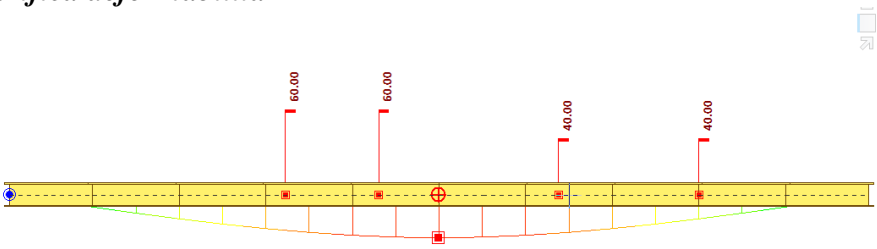


Figura 5.105 – Posizione dei carichi delle ruote sulla trave che rendono massima la deformazione in mezzeria

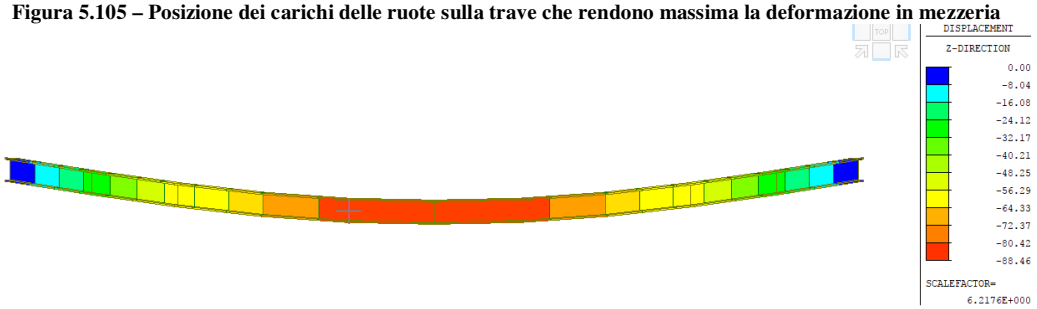


Figura 5.106 – Deformata trave sotto carichi dovuti al carico delle ruote del mezzo considerato - δ_{max}= 88 mm => f/l = 1/125

Considerata la provvisionalità dell'opera, ed il tipo di mezzo, si ritine la verifica di deformabilità accettabile.

5.8.2 STRUTTURA DI RACCORDO CON CANALE ESISTENTE

La struttura provvisoria è una parte del canale che verrà realizzata per raccordare la struttura al canale esistente, nell'attesa che vengano realizzati i lavori nella parte terminale del Rio Marotto, da via Ronchi (parte interessata dall'intervento) allo sbocco a mare.
Trattasi di struttura in c.a. , provvisoria, che costituisce il raccordo tra la sezione progettata di larghezza 8 ml, alla larghezza attuale del canale, che ha anche un piano di scorrimento più alto rispetto a quanto previsto in progetto. Tale intervento prevede anche la posa in opera di massi antierosione che non sono oggetto della presente verifica.

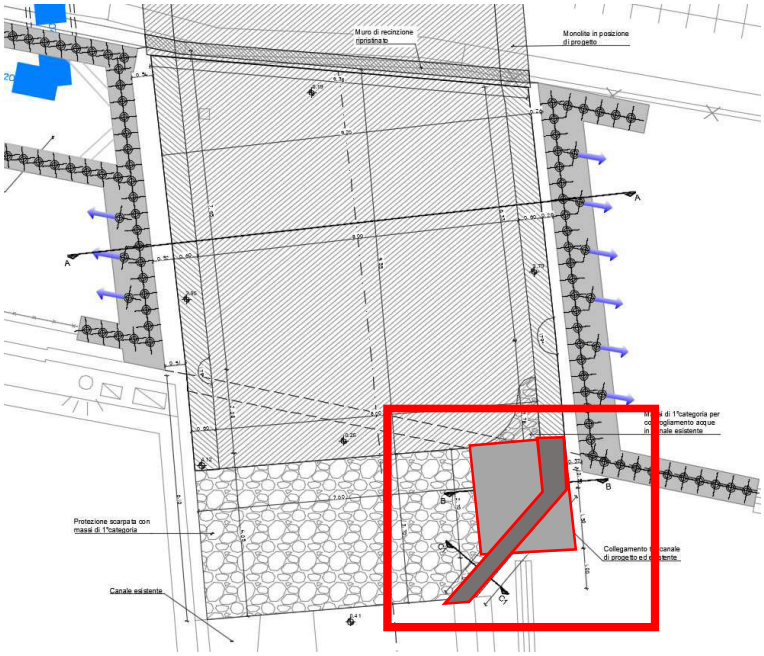


Figura 5.107 – Planimetria del canale a livello della soletta di fondo. Evidenziata la struttura provvisoria oggetto di verifica

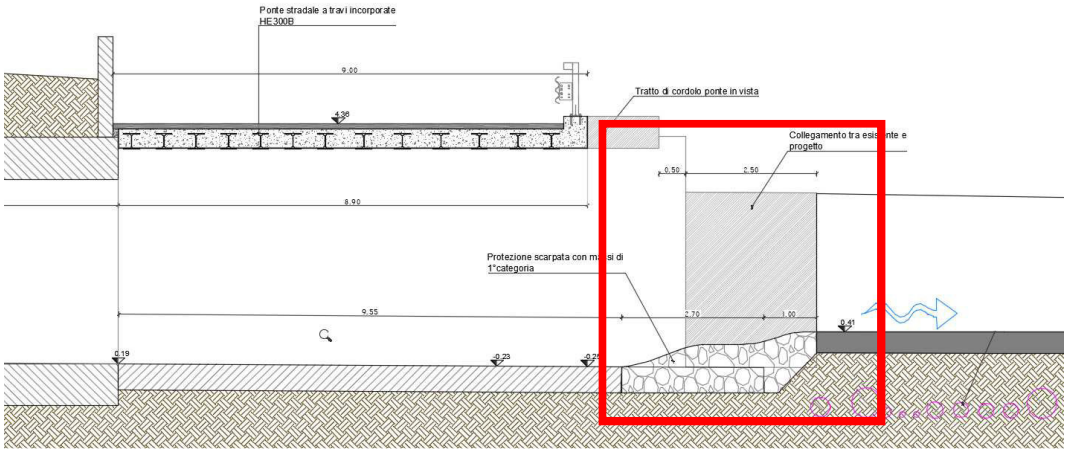


Figura 5.108 – Sezione longitudinale del canale con evidenziato del canale la struttura provvisoria oggetto di verifica

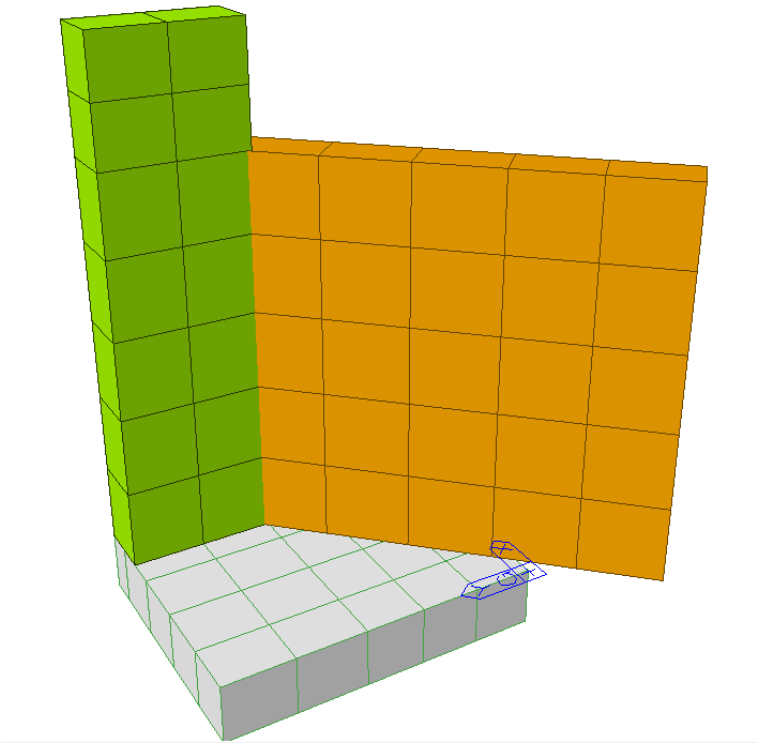


Figura 5.109 – Modello di calcolo con elementi plate

Il modello di calcolo è stata cerato con elementi *plate* a 3 e 4 nodi e rispetta la geometria che prevede il progetto. E' stato considerato come struttura indipendente dalla struttura del canale, ma è stata considerata la continuità con la parete e la fondazione, vincolando i nodi in corrispondenza della sezione con il canale, alla traslazione nella direzione longitudinale del canale. L'interazione con l terreno della fondazione è stata considerata alla Winkler con costante di sottofondo k=1 kg/cm^3.

5.8.2.1 Caratterizzazione delle azioni

5.8.2.1.1 Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3

5.8.2.1.2 Azione sismica

L'azione sismica non è stata considerata trattandosi di struttura provvisoria.

5.8.2.1.3 Spinta delle terre

Per la spinta statica è stato considerato il caso di spinta attiva, facendo riferimento, rispetto a quanto indicato nella caratterizzazione geotecnica dell'intero progetto, a parametri geotecnici più scadenti del terreno di riempimento, avendo lo stesso carattere provvisorio.

γ= 18 KN/mc ϕ=25° c=0 h= 3.80 ml

Ka= 0.406 = q= 27.77 KN/mq

5.8.2.2 Verifiche SLU

5.8.2.2.1 Parete

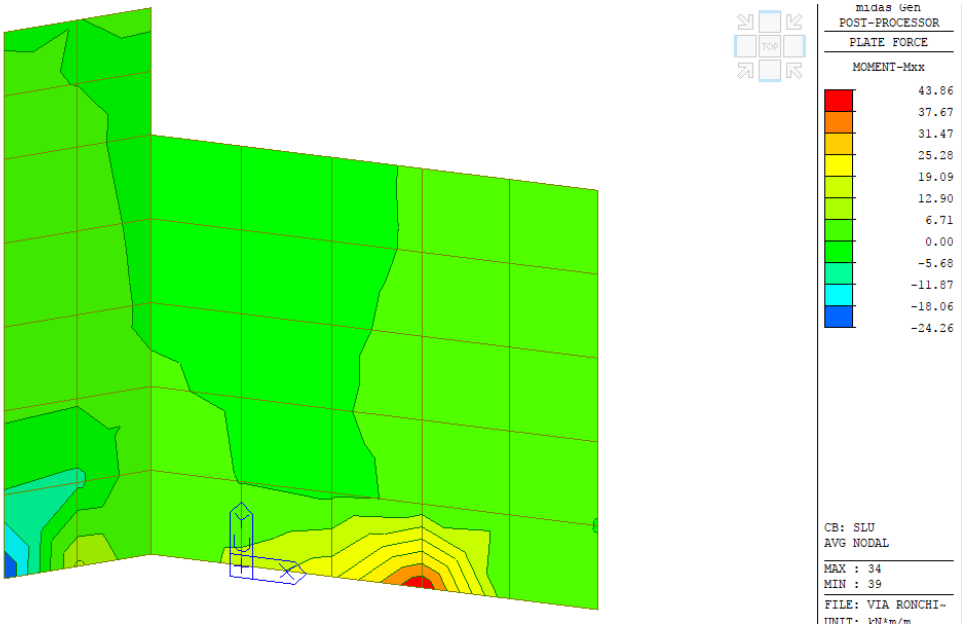


Figura 5.110 – Mappatura della sollecitazione m_{xx} nel piano orizzontale per combinazione SLU [KNm]

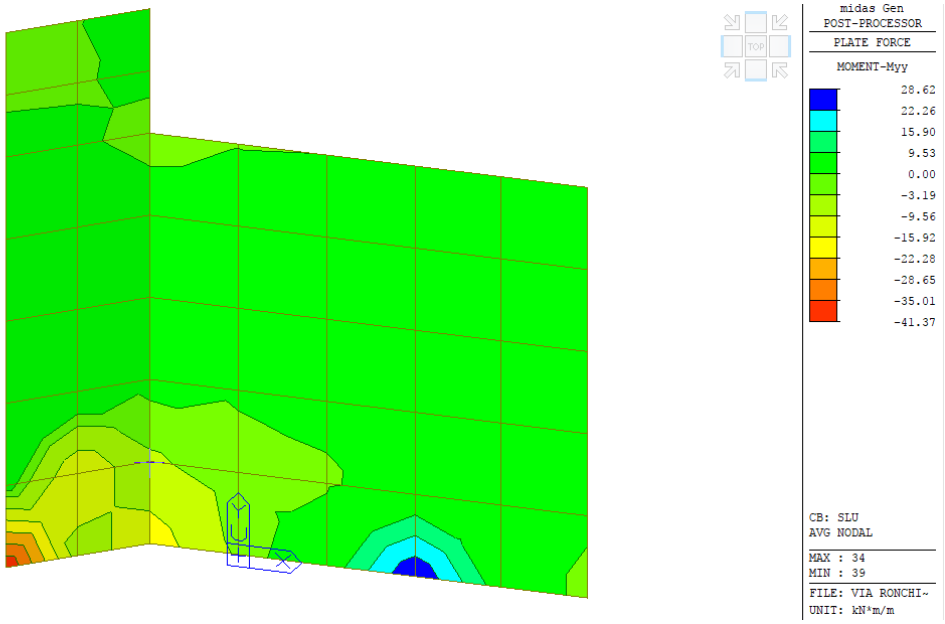
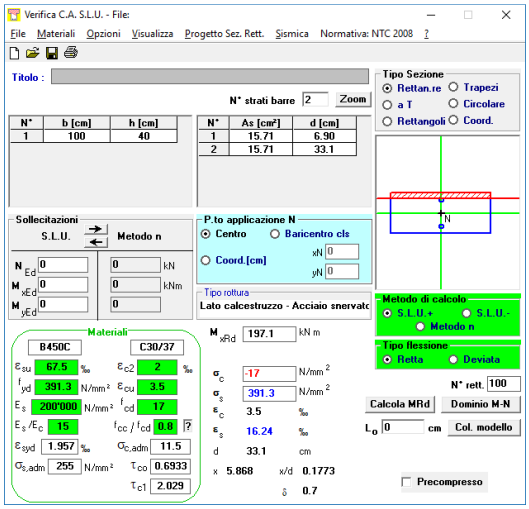
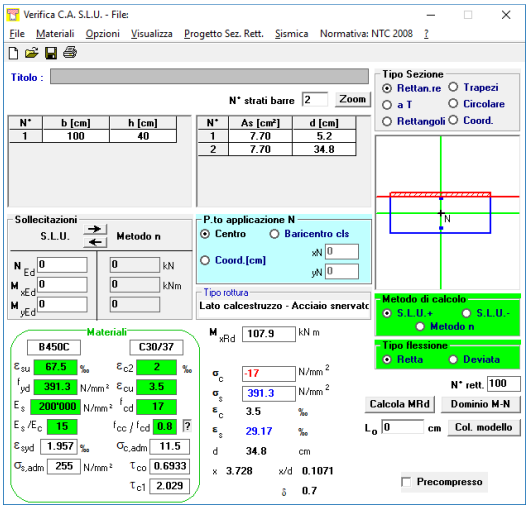


Figura 5.111 – Mappatura della sollecitazione m_{yy} nel piano verticale per combinazione SLU [KNm]

Si considerano per sollecitazioni di progetto si considerano i valori massimi indicati nelle mappature.



$m_{yy,Rd}$ = 197.1 KNm > $m_{yy,Ed}$



$m_{xx,Rd}$ =107.9 KNm > $m_{xx,Ed}$

5.8.2.2.2 Fondazione

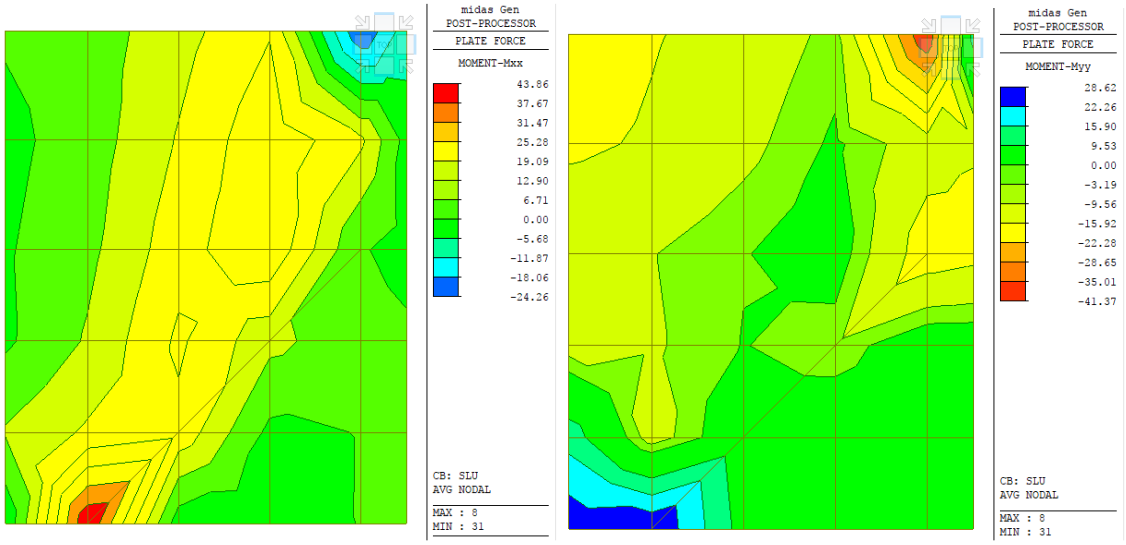
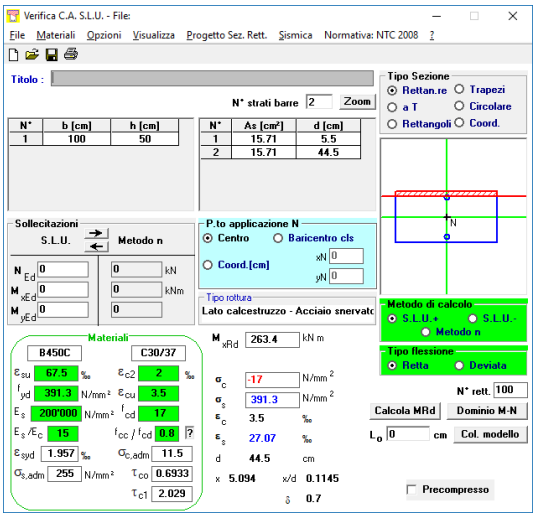
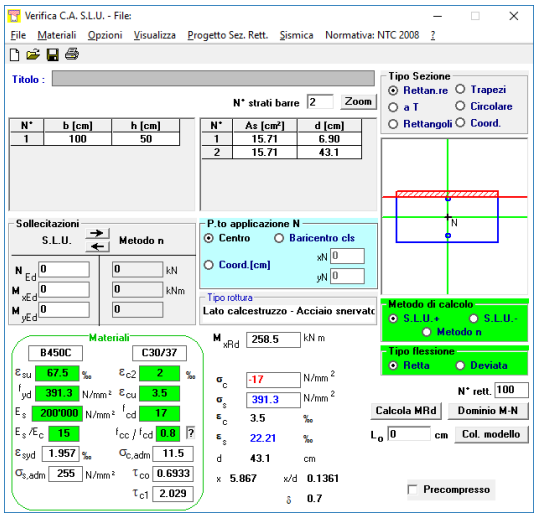


Figura 5.112 – Mappatura della sollecitazione m_{xx} e m_{yy} per combinazione SLU [KNm]



$m_{xx,Rd}$ =263.4 KNm > $m_{xx,Ed}$



$m_{yy,Rd}$ = 258.5 KNm > $m_{yy,Ed}$

5.8.3 BY-PASS ZONA PORTUALE

la struttura ha la funzione di by-passare l'area di lavoro permettendo il transito a mezzi d'opera con massa a pieno carico di 400 KN. L'impalcato è costituito da travi metalliche affiancate HE600 co sovrastante lamiera di spessore 15 mm.

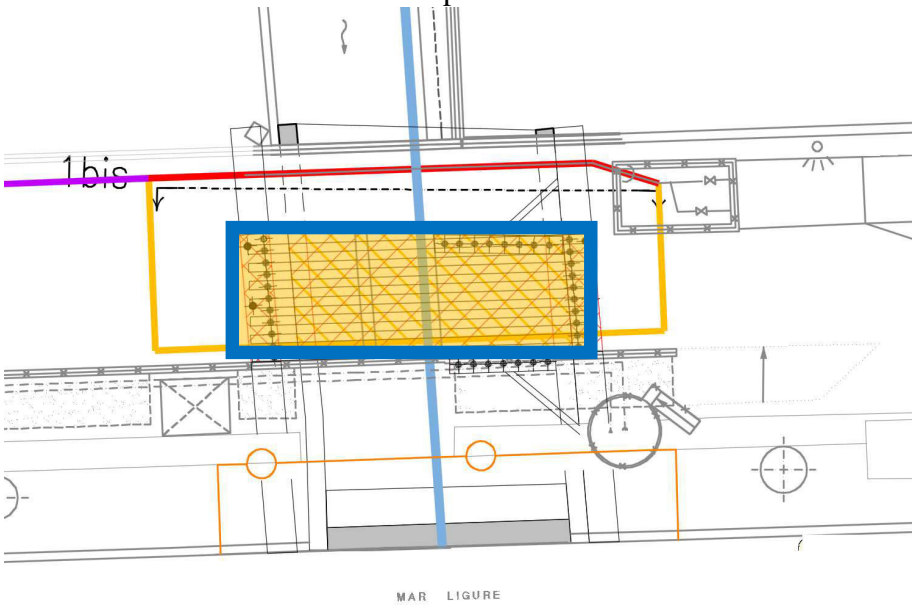


Figura 5.113 – Planimetria della zona di intervento. Evidenziata la zona in cui sarà installata il by-pass metallico

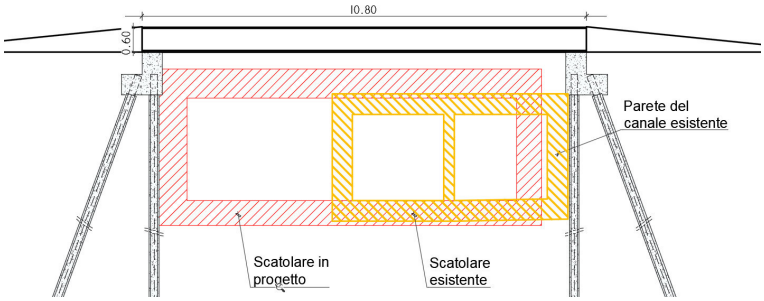


Figura 5.114 – Sezione longitudinale ponte provvisorio

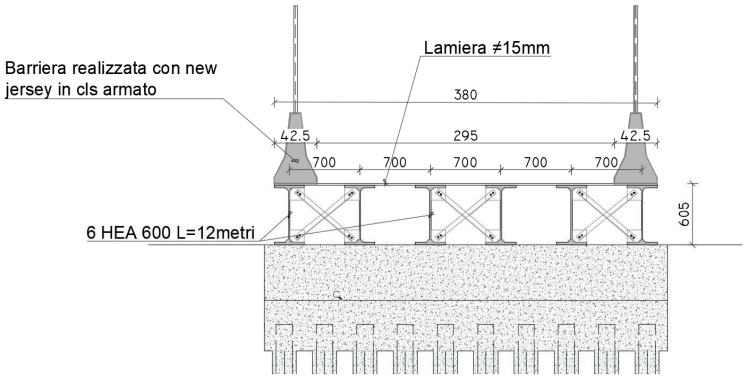
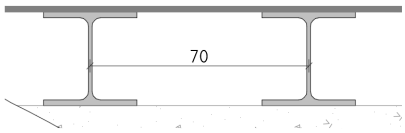


Figura 5.115 – Sezione trasversale ponte provvisorio

5.8.3.1 *Travi metalliche*

Il carico previsto per la struttura provvisoria è dato dal transito di un mezzo d'opera di portata massima pieno carico di 400 KN come indicato nel seguito.
Visto la sezione della struttura, tenuto conto che trattasi di opera provvisionale, si considera nulla la capacità di ripartizione trasversale; il carico su una trave viene considerato pari al carico della ruota del mezzo d'opera.

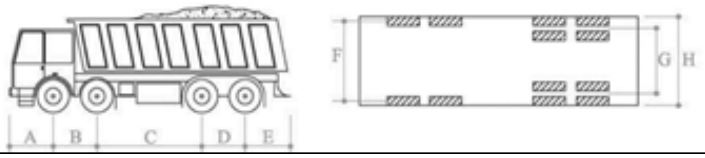
5.8.3.2 *Analisi dei carichi*



1. Peso proprio trave: 1.17 KN/ml
2. Peso lamiera 0.83 KN/ml

3. Sovraccarico: Autocarro 400 KN

Ant (KN)	Post (KN)	Tot (KN)		B (m)	C (m)	D (m)	F (m)	G (m)	H (m)
160	**240**	**400**		1.8	2.3	1.2	2.1	1.85	2.5



Per schema statico si considera una trave in semplice appoggio di luce 11.0 ml e competenza dei carichi di 70 cm.
Il carico dovuto al traffico si assume pari al carico delle ruote del mezzo considerato.

La verifica riguarda il controllo della massima tensione nella trave, considerando i coefficiente amplificativi γ_a per i carichi ed i coefficienti γ_m per le resistenze.
Considerando la lamiera un peso G_1, detto Q il carico dell'autocarro, la combinazione fondamentale per stato limite ultimo è la seguente:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.35 \cdot Q$$

5.8.3.3 *Sollecitazioni trave*

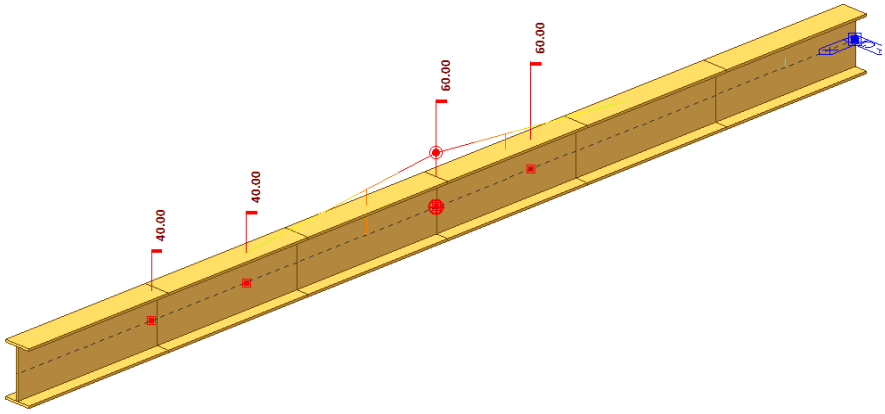


Figura 5.116 – Posizione dei carichi delle ruote sulla trave che rendono massimo momento flettente nella trave

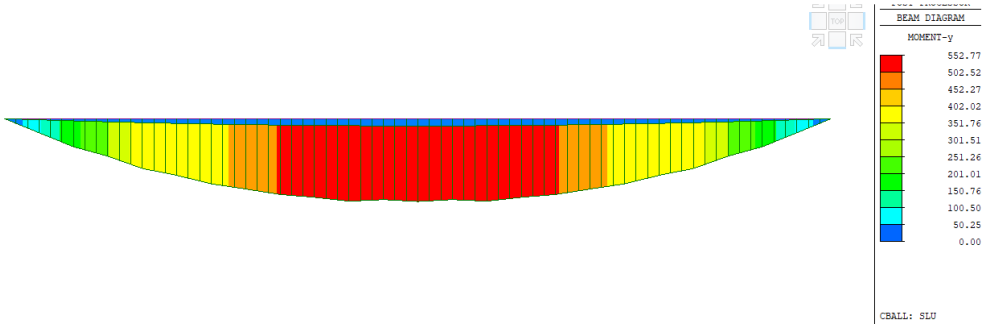


Figura 5.117 – Diagramma momento flettente per combinazioni SLU [KNm] – $M_{Ed,max}$= 552.8 KNm

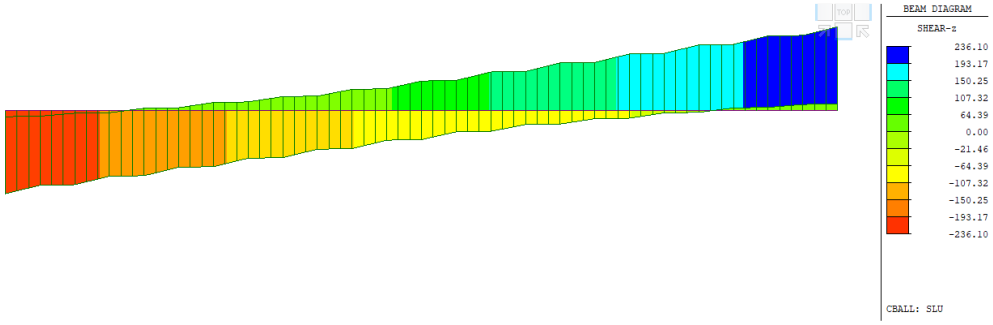


Figura 5.118 – Diagramma taglio per combinazioni SLU [KNm] – $T_{ED,max}$= 236.1 KN

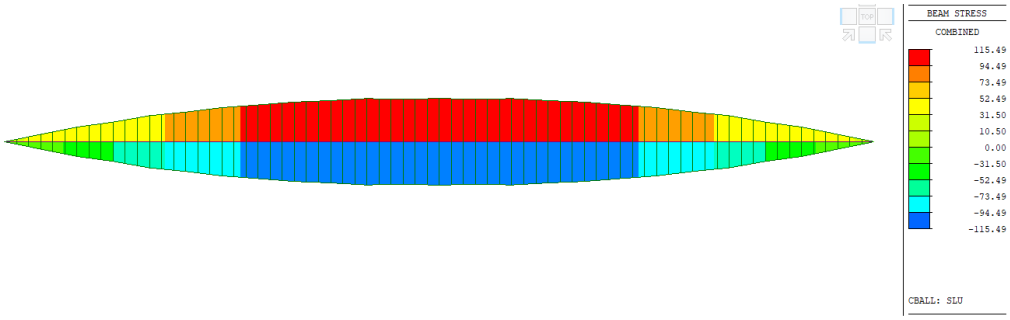
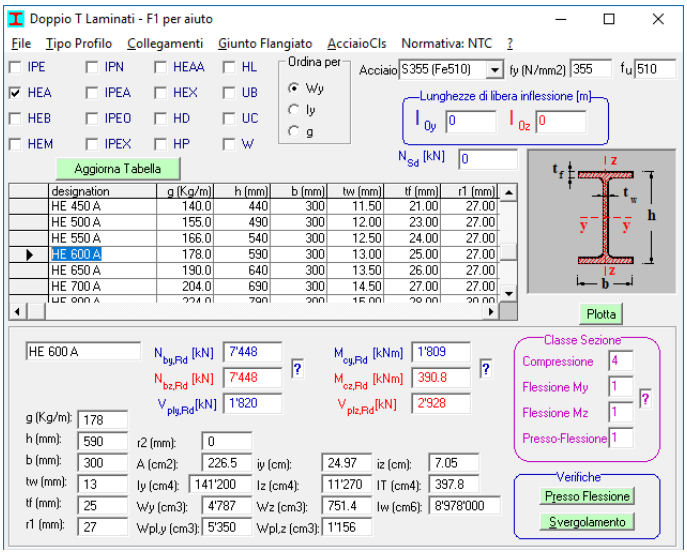
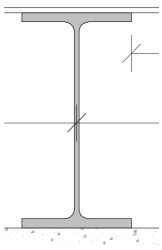


Figura 5.119 – Diagramma tensioni normali per combinazioni SLU [MPa] – σ_{max}= 116 MPa





HE600A

$M_{Rd,el}$= 1618 KNm
$M_{Rd,el} > M_{Ed,max}$

T_{Rd}= 2373 KN
$T_{Rd} > T_{Ed,max}$

5.8.3.4 *Verifica di instabilità flesso-torsionale*

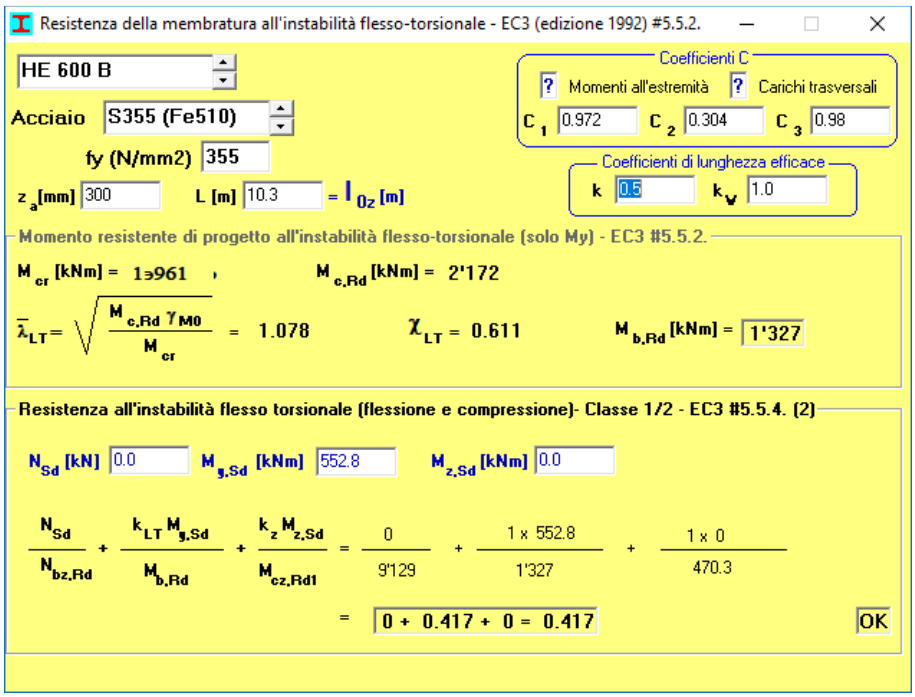


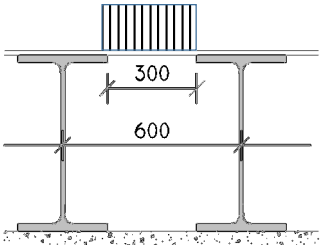
Figura 5.120 – Prospetto di verifica per instabilità flesso torsionale

La verifica viene svolta cautelativamente considerando il momento flettente massimo:

$$M_{Ed} = 552.8 \text{ KNm}$$

5.8.3.5 *Verifica lamiera*

La verifica della lamiera viene svolta applicando l'impronta di carico del mezzo considerato come carico uniformemente distribuito e, considerando la lamiera come una trave in semplice appoggio di luce 30 cm. Il carico viene assunto pari all'azione dell'asse anteriore considerato 60 KN su un'impronta di 22x32 cm.



P= 60 KN - A= 32x22 cm

q= 853 KN/mq

$M = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = 9.60$ KNm/m

$T = 1/2 \cdot q \cdot L = 127$ KN/m

$\gamma_a = 1.35$

$M_{Ed} = 12.96$ KNm/m - $T_{Ed} = 171.45$ KN/m

$M_{Rd} = 76.0$ KNm/m > M_{Ed} => $T_{Ed} < 0.5 \cdot T_{Rd} = 1267$ KN

5.8.3.6 *Verifica deformabilità*

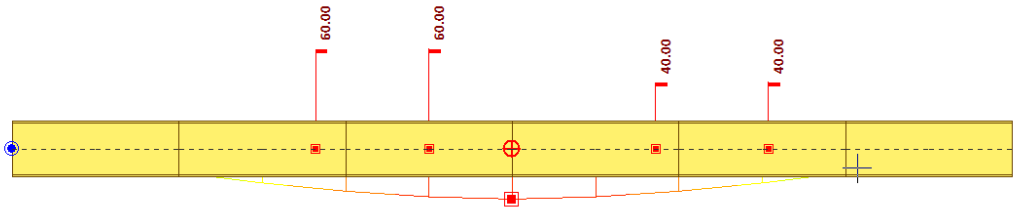


Figura 5.121 – Posizione dei carichi delle ruote sulla trave che rendono massima la deformazione in mezzeria

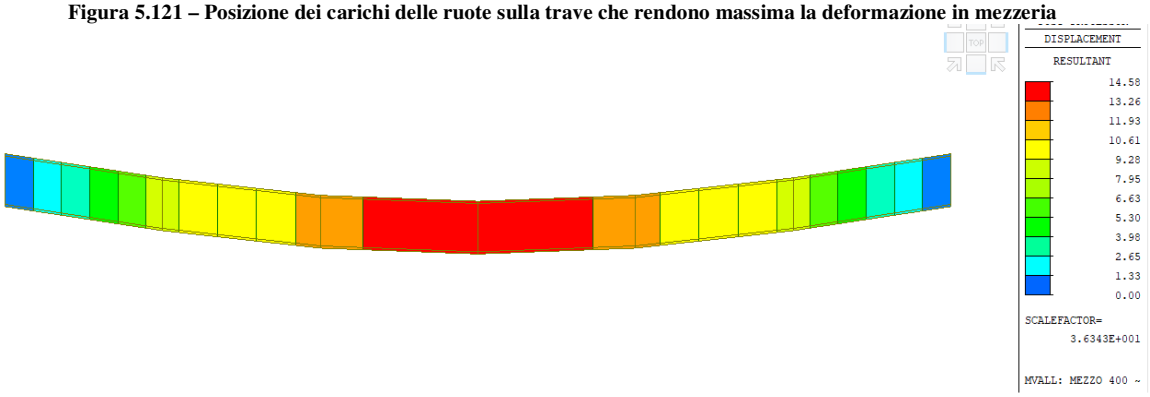


Figura 5.122 – Deformata trave sotto carichi dovuti al carico delle ruote del mezzo considerato - δ_{max}= 15 mm => f/l = 1/700

Considerata la provvisionalità dell'opera, ed il tipo di mezzo, si ritine la verifica di deformabilità accettabile.

6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO

6.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

6.1.1 Strutture in c.a. e acciaio

La progettazione delle strutture connesse al nuovo canale è stata svolta mediante delle analisi elastiche lineari impiegando elementi di tipo monodimensionale ("beam") e bidimensionale ("plate"). Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto in campo elastico lineare.

6.1.2 Paratie

6.1.2.1 Caratteristiche del modello

6.1.2.1.1 Introduzione

Le paratie di micropali sono state verificate con dei modelli di calcolo a sé stanti rispetto alle altre strutture, trattando le stesse come opere provvisorie

- La singola paratia di micropali è stata modellata come libera di ruotare e di traslare in testa:
  - alla spinta attiva del terreno posto a monte
  - alla spinta attiva del sovraccarico posto a monte del micropalo.
  - all'azione sismica.

6.1.2.1.2 Schematizzazione della paratia

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzata come corpo rigido.
Il cordolo in testa alla paratia è stato schematizzato come trave appoggiata di lunghezza pari a due volte l'interasse fra i micropali i_p, soggetta in mezzeria ad un carico concentrato Q = S / i_p, essendo S la spinta agente sul singolo micropalo.

La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

6.1.2.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).

La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

L'analisi dello schema statico qui descritto viene svolta in ambito non lineare tenendo conto dell'equilibrio delle spinte, della mobilitazione delle molle e della relativa plasticizzazione.

6.2 VERIFICHE SVOLTE

6.2.1 Strutture in c.a.

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Ambito strutturale
  - Stati Limite Ultimi

    La verifica delle sezioni in C.A. è stata svolta in ambito non lineare supponendo il calcestruzzo non reagente a trazione ed ipotizzando:
    - per il calcestruzzo un comportamento elasto – plastico con limite di deformazione a compressione del 3.5 ‰.
    - per l'acciaio d'armatura un comportamento elastico – indefinitamente plastico.

- Ambito geotecnico
  - Stati Limite Ultimi
    - verifica di portanza della fondazione
  - Stati Limite di Esercizio
    - verifica dei cedimenti

6.2.2 Paratie

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Ambito strutturale
  - Verifica delle sezioni in acciaio è stato svolto in ambito lineare ipotizzando per l'acciaio dell'armatura tubolare un comportamento elastico – indefinitamente plastico.
- Ambito geotecnico
  - Stati Limite Ultimi
    - verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
    - verifica a ribaltamento dell'opera di sostegno.
  - Stati Limite di Esercizio
    - verifica della compatibilità dei cedimenti (orizzontali e verticali).

6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Si rimanda ai precedenti paragrafi della relazione per una più esaustiva trattazione sulle regole di combinazione delle azioni, mentre si rimanda all'output dei programmi di calcolo per un più dettagliato elenco delle combinazioni impiegate in sede di verifica.

6.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

6.4.1 Strutture in c.a. e acciaio

Il calcolo è stato svolto con il programma di calcolo agli elementi finiti Midas GEN 2018 (vers. 1.1), regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering. La modellazione della struttura in acciaio della passerella e del ponte provvisorio è stata eseguita utilizzando elementi "beam", mentre i fornici considerando elementi "plate". Le funzioni di forma utilizzate dal programma per i vari elementi finiti, sono state controllate esaminando la numerosa documentazione di validazione allegata al programma, nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti, con il calcolo svolto con altri programmi o con quanto si ottiene da soluzioni in forma chiusa.
La documentazione è reperibile agli indirizzi web:

www.en.midasuser.com
www.cspfea.net

Per il caso in esame i risultati sono stati verificati controllando le sezioni maggiormente sollecitate con schemi semplificati. I controlli hanno dato esito positivo e quindi si ritiene che i risultati siano accettabili in relazione alle ipotesi assunte per la creazione del modello.

6.4.2 Scatolari in C.A.

Con riferimento agli scatolari, la progettazione – verifica delle strutture in C.A., in ambito strutturale, è stata Paratie
Con riferimento alle paratie, la progettazione – verifica delle strutture in C.A., sia in ambito strutturale che in ambito geotecnico, è stata condotta con l'ausilio del software "PAC12.0" Versione 12.01a, prodotto da "Aztec Informatica s.r.l" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.

Il programma PAC è dedicato all'analisi ed al calcolo di paratie, palancolate e scavi sbadacchiati. Possono essere analizzate paratie di pali o micropali, disposti anche su più file, paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, e paratie metalliche a sezione generica. La paratia da analizzare può essere ancorata tramite una o più file di tiranti, attivi o passivi.
Per il profilo del terreno, PAC consente la definizione per punti con possibilità di inserire sovraccarichi (concentrati e distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo. E' possibile stratificare il terreno di monte e di valle. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni.
La falda può essere messa in conto con quote differenti per la zona di monte e quella di valle.
PAC permette di inserire, in un ambiente grafico integrato nel programma, carichi (forza X, forza Y, momento), vincoli (traslazione X e rotazione) e diagrammi di carico aggiuntivi (costanti o variabili linearmente).
Date le caratteristiche del terreno, i sovraccarichi e l'altezza fuori terra della paratia, PAC calcola la profondità di infissione necessaria per l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (problema di Progetto) con i metodi classici (diagramma di spinta attiva, resistenza passiva,

controspinta). E' possibile impostare il fattore di sicurezza per il calcolo della profondità di infissione secondo le metodologie suggerite dagli Eurocodici. PAC, inoltre, consente di analizzare la paratia con il metodo delle molle equivalenti.
La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione (problema di Verifica). Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti (i metodi classici non sono in grado di fornire informazioni sugli spostamenti).
Nel programma PAC è possibile selezionare il metodo con cui analizzare la paratia, nella opportuna finestra di opzioni di analisi. Nella fase di Verifica è possibile effettuare l'analisi per fasi di scavo. PAC esegue, inoltre, l'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, con il metodo di Fellenius o di Bishop.
L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Nel caso di paratie di pali o a setti in c.a., PAC esegue il progetto delle armature in funzione delle direttive impostate dall'Utente La verifica delle sezioni può essere eseguita con il metodo delle Tensioni Ammissibili oppure con il metodo degli Stati Limite Ultimi. A conclusione dell'analisi e prima di effettuare la stampa degli elaborati, PAC consente, in un ambiente grafico integrato, la visualizzazione di tutti i risultati ottenuti.

ALLEGATI

PARATIA SU VIA RONCHI

PARATIA AREA PORTUALE

ALLEGATO 1

PARATIA SU VIA RONCHI

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Richiami teorici

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.
Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.
Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).
Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).
Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.
Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$D_m = K_{pm} - K_{av}$ e $D_v = K_{pv} - K_{am}$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.
Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione
si può agire con tre modalità :
1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).
La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.
Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.
Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con *S* la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa(diagramma triangolare con vertice in alto).

Tiranti di ancoraggio

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.
I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel

caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.
La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano **N** lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, c_a l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, **D** ed L_f il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed **H** la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D c_a}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

dove **d** è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli ($\omega = 1 - 0.075$ [n trefoli - 1]).
Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo $f1_{bd}$.
Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_f si deve aggiungere la lunghezza di franco **L** che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.
La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, β, che rappresenta il rapporto fra lo sforzo N_0 al momento del tiro e lo sforzo **N** in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L, area A_f, inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.
I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k, è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario.

Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo [F/L^3]. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale (b=100 cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m, della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k\,\Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma ***PAC***). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max}; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max}. Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p0, fino a raggiungere il carico totale p. Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).
Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.
È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare. In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg}\phi_i \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento
Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.
Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E.

$$FS_{SIF} = i_C / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w.

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L.

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo
Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.
Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.
Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza D/2.
D rappresenta la profondità di infissione della paratia.
Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto *W* e la pressione idrica al piede della paratia *U* dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	5.10	[m]
Profondità di infissione	6.90	[m]
Altezza totale della paratia	12.00	[m]
Lunghezza paratia	10.00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0.40	[m]
Diametro dei micropali	24.00	[cm]
Numero totale di micropali	25	
Numero di micropali per metro lineare	2.50	
Diametro esterno del tubolare	88.80	[mm]
Spessore del tubolare	8.80	[mm]

Geometria cordoli

Simbologia adottata
n° numero d'ordine del cordolo
Y posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

Cordoli in calcestruzzo
B Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

Cordoli in acciaio
A Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

N°	Y	Tipo	B	H	A	W
	[m]		*[cm]*	*[cm]*	*[cmq]*	*[cm^3]*
1	0.00	Calcestruzzo	120.00	50.00	--	--

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
2	10.00	0.00	0.00

Profilo di valle

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	-10.00	-5.10	0.00
2	0.00	-5.10	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata
n° numero d'ordine

Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c
		[kg/mc]	*[kg/mc]*	*[°]*	*[°]*	*[kg/cmq]*
1	Riporto	1700.0	1900.0	33.00	0.00	0.000
2	Ghiaia con sabbia	1900.0	2000.0	36.00	0.00	0.000
3	Sabbia fine limosa	1900.0	2000.0	36.00	0.00	0.000
4	Argille plioceniche	1900.0	2000.0	28.00	0.00	0.100
5	Rocce ofiolitiche	2200.0	2200.0	38.00	0.00	2.000

Parametri per il calcolo dei tiranti

Simbologia adottata
ϕ_{min} angolo d'attrito minimo interno del terreno espresso in [°]
δ_{min} angolo d'attrito minimo terreno/paratia espresso in [°]
c_{min} coesione minima del terreno espressa in [kg/cmq]
ϕ_{med} angolo d'attrito medio interno del terreno espresso in [°]
δ_{med} angolo d'attrito medio terreno/paratia espresso in [°]
c_{med} coesione media del terreno espressa in [kg/cmq]

N°	Descrizione	ϕ_{min}	ϕ_{med}	δ_{min}	δ_{med}	c_{min}	c_{med}
						[kg/cmq]	*[kg/cmq]*
1	Riporto	33.00	33.00	0.00	0.00	0.000	0.000
2	Ghiaia con sabbia	36.00	36.00	0.00	0.00	0.000	0.000
3	Sabbia fine limosa	36.00	36.00	0.00	0.00	0.000	0.000
4	Argille plioceniche	28.00	28.00	0.00	0.00	0.100	0.100
5	Rocce ofiolitiche	38.00	38.00	0.00	0.00	2.000	2.000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: strato di monte V:strato di valle)
Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	K_{WM}	K_{WV}	Terreno M	Terreno V
	[m]	*[°]*	*[°]*	*[kg/cmq/cm]*	*[kg/cmq/cm]*		
1	1.00	0.00	0.00	0.18	0.18	Riporto	Riporto
2	3.00	0.00	0.00	1.09	1.09	Ghiaia con sabbia	Ghiaia con sabbia
3	9.50	0.00	0.00	3.93	3.93	Sabbia fine limosa	Sabbia fine limosa
4	4.00	0.00	0.00	5.00	5.00	Argille plioceniche	Argille plioceniche
5	10.00	0.00	0.00	18.41	18.41	Rocce ofiolitiche	Rocce ofiolitiche

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 3.50 [m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 4.60 [m]
Regime delle pressioni neutre: **Idrostatico**

Caratteristiche materiali utilizzati

Descrizione	γ_{cls}	Classe cls	Rck	E	Acciaio	n
	[kg/mc]		*[kg/cmq]*	*[kg/cmq]*		
Paratia	2500	Rck 250	250	306659	Fe 510	1.00
Cordolo/Muro	2500	C20/25	250	306659	FeB44K	15.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate
Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
F_x Forza orizzontale espressa in [kg], positiva da monte verso valle
F_y Forza verticale espressa in [kg], positiva verso il basso
M Momento espresso in [kgm], positivo ribaltante
Q_i, Q_f Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kg/mq]
V_i, V_s Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kg/mq], positivi da monte verso valle
R Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kg]

Condizione n° 1					
Carico distribuito sul profilo	X_i = 0.00	X_f = 10.00	Q_i = 510	Q_f = 510	
Carico distribuito sul profilo	X_i = 0.00	X_f = 3.00	Q_i = 10197	Q_f = 10197	

Caratteristiche tiranti di ancoraggio

Tipologia tiranti n° 1 - Microplao

Calcolo tiranti: VERIFICA
I parametri di interazione tiranti-terreno sono stati definiti come percentuale di angolo di attrito e coesione dello strato:
- Aliquota angolo di attrito 50.00 %
- Aliquota coesione 30.00 %

Tiranti passivi armati con tubolare
Coefficiente di spinta Spinta a riposo
Malta utilizzata per i tiranti
Classe di Resistenza C40/50
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 510 [kg/cmq]
Acciaio utilizzato per i tiranti
Tipo Fe 510
Tensione di snervamento f_{yk} 3600 [kg/cmq]

Descrizione tiranti di ancoraggio (Armatura tondini)

Simbologia adottata
Simbologia adottata - Caratteristiche geometriche
N numero d'ordine della fila
Y ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
alfa inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
D diametro della perforazione espresso in [cm]
Cesp coeff. di espansione laterale
ALL allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr numero di tiranti della fila
Lt lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]

Simbologia adottata - Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno
N numero d'ordine della fila
Dt diametro esterno del tubolare espresso in [mm]
St spessore del tubolare espresso in [mm]

Caratteristiche geometriche

N	Y	I	Alfa	D	Cesp	ALL	nr	Lt	Lf
	[m]	*[m]*		*[cm]*				*[m]*	*[m]*
1	0.25	1.50	70.00	12.00	1.15	Centrati	7	12.00	7.38

Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

N	Dt	St
	[mm]	*[mm]*
1	139.70	10.00

Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [A1-M1]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.30	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.30	1.00

Combinazione n° 2 [A1-M1]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	

Combinazione n° 3 [A2-M2]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	1.00

Combinazione n° 4 [A2-M2]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	

Combinazione n° 5 [SLER]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	1.00

Combinazione n° 6 [SLEF]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	1.00

Combinazione n° 7 [SLEQ]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Condizione 1)	1.00	1.00

Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo :
Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

			Statici		Sismici	
Carichi	**Effetto**		**A1**	**A2**	**A1**	**A2**
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

		Statici		Sismici	
Parametri		**M1**	**M2**	**M1**	**M2**
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		**Tiranti**
Laterale	γ_{st}	1.20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate 1 ξ_3=1.80 ξ_4=1.80

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$V_{Rd}=[0.18*k*(100.0*\rho_l*fck)^{1/3}/\gamma_c+0.15*\sigma_{cp}]*bw*d>(vmin+0.15*\sigma_{cp})*b_w*d$

$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$

$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatuta trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$fcd'=0.5*fcd$

$k=1+(200/d)^{1/2}$

$vmin=0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}$

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2008 - I° Formulazione
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.70\ f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

ALLEGATO 2

PARATIA AREA PORTUALE

Richiami teorici

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.
Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.
Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).
Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).
Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.
Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$D_m = K_{pm} - K_{av}$ e $D_v = K_{pv} - K_{am}$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.
Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione
si può agire con tre modalità :
1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).
La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.
Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.
Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con *S* la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa(diagramma rettangolare).

Tiranti di ancoraggio

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.
I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.
La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano **N** lo sforzo nel tirante, **δ** l'angolo d'attrito tirante-terreno, $\mathbf{c_a}$ l'adesione tirante-terreno, **γ** il peso di volume del terreno, **D** ed $\mathbf{L_f}$ il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed **H** la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D c_a}$$

$\mathbf{K_s}$ rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi \, d \, \tau_{c0} \, \omega}$$

dove **d** è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli (ω **= 1 - 0.075 [n trefoli - 1]**).
Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo $f1_{bd}$.
Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_f si deve aggiungere la lunghezza di franco **L** che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.
La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, β, che rappresenta il rapporto fra lo sforzo N_0 al momento del tiro e lo sforzo **N** in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L, area A_f, inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.
I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k, è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo [F/L^3]. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale (b=100 cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m, della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \, \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma ***PAC***). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max}; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al

raggiungimento di una pressione p_{max}. Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p0, fino a raggiungere il carico totale p. Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).
Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).
Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tendendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.
È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare. In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg}\phi_i \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento
Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.
Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E.

$$FS_{SIF} = i_C / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w.

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L.

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.
Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.
Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza D/2.
D rappresenta la profondità di infissione della paratia.
Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto *W* e la pressione idrica al piede della paratia *U* dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	3.70	[m]
Profondità di infissione	8.30	[m]
Altezza totale della paratia	12.00	[m]
Lunghezza paratia	14.00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0.40	[m]
Diametro dei micropali	24.00	[cm]
Numero totale di micropali	35	
Numero di micropali per metro lineare	2.50	
Diametro esterno del tubolare	139.70	[mm]
Spessore del tubolare	10.00	[mm]

Geometria cordoli

Simbologia adottata
n° numero d'ordine del cordolo
Y posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

Cordoli in calcestruzzo
B Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

Cordoli in acciaio
A Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

N°	Y	Tipo	B	H	A	W
	[m]		*[cm]*	*[cm]*	*[cmq]*	*[cm^3]*
1	0.00	Calcestruzzo	100.00	50.00	--	--

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
2	10.00	0.00	0.00

Profilo di valle

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	-10.00	-3.70	0.00
2	0.00	-3.70	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata
n° numero d'ordine

Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [N/mmq]

N°	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c
		[kN/mc]	*[kN/mc]*	*[°]*	*[°]*	*[N/mmq]*
1	Riporto	17.000	18.000	33.00	0.00	0.0000
2	Ghiaia con sabbia	18.000	19.000	36.00	0.00	0.0000
3	Sabbia fine limosa	18.000	19.000	36.00	0.00	0.0100
4	Argille plioceniche	18.000	19.000	28.00	0.00	0.0100
5	Rocce ofiolitiche	22.000	22.000	38.00	0.00	0.2000

Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix

Simbologia adottata
α_{min}, α_{med} coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
fs_{min}, fs_{med} tensione tangenziale minima e media lungo il tirante espresso in [N/mmq]

N°	Descrizione	α_{min}	fs_{min}	α_{med}	fs_{med}
1	Riporto	0.00	0.0000	0.00	0.0000
2	Ghiaia con sabbia	1.15	0.1000	1.15	0.1000
3	Sabbia fine limosa	1.15	0.1500	1.15	0.1500
4	Argille plioceniche	1.15	0.0500	1.15	0.0500
5	Rocce ofiolitiche	1.15	0.1500	1.15	0.1500

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: strato di monte V:strato di valle)
Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp	α_M	α_V	Kw_M	Kw_V	Terreno M	Terreno V
	[m]	*[°]*	*[°]*	*[kg/cmq/cm]*	*[kg/cmq/cm]*		
1	1.00	0.00	0.00	0.18	0.18	Riporto	Riporto
2	3.00	0.00	0.00	1.07	1.07	Ghiaia con sabbia	Ghiaia con sabbia
3	9.50	0.00	0.00	4.16	4.16	Sabbia fine limosa	Sabbia fine limosa
4	4.00	0.00	0.00	4.86	4.86	Argille plioceniche	Argille plioceniche
5	10.00	0.00	0.00	18.33	18.33	Rocce ofiolitiche	Rocce ofiolitiche

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 2.00 [m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 2.50 [m]
Regime delle pressioni neutre: **Idrostatico**

Caratteristiche materiali utilizzati

Descrizione	γ_{cls}	Classe cls	Rck	E	Acciaio	n
	[kN/mc]		*[N/mmq]*	*[N/mmq]*		
Paratia	24.52	Rck 250	24.5	30073.4	Fe 510	1.00
Cordolo/Muro	24.52	C20/25	24.5	30073.4	FeB44K	15.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate
Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
F_x Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
F_y Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
M Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
Q_i, Q_f Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
V_i, V_s Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
R Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1					
Carico distribuito sul profilo	X_i = 0.00	X_f = 10.00	Q_i = 5.00	Q_f = 5.00	

Condizione n° 2					
Carico distribuito sul profilo	X_i = 0.00	X_f = 10.00	Q_i = 20.00	Q_f = 20.00	
Carico concentrato sulla paratia	Y=0.00	F_x=0.00	F_y=80.00	M=0.00	

Caratteristiche tiranti di ancoraggio

Tipologia tiranti n° 1 - Micropalo

Calcolo tiranti: VERIFICA
Per il calcolo dei tiranti è stato utilizzato il metodo di BUSTAMANTE-DOIX
Tiranti passivi armati con tubolare
Malta utilizzata per i tiranti

Classe di Resistenza	C40/50	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	50.0	[N/mmq]

Acciaio utilizzato per i tiranti

Tipo	Fe 510	
Tensione di snervamento f_{yk}	353.0	[N/mmq]

Descrizione tiranti di ancoraggio (Armatura tondini)

Simbologia adottata
Simbologia adottata - Caratteristiche geometriche
N numero d'ordine della fila
Y ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
alfa inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
D diametro della perforazione espresso in [cm]
Cesp coeff. di espansione laterale
ALL allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr numero di tiranti della fila
Lt lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]

Simbologia adottata - Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno
N numero d'ordine della fila
Dt diametro esterno del tubolare espresso in [mm]
St spessore del tubolare espresso in [mm]

Caratteristiche geometriche

N	Y	I	Alfa	D	Cesp	ALL	nr	Lt	Lf
	[m]	*[m]*		*[cm]*				*[m]*	*[m]*
1	0.25	2.60	70.00	12.00	1.15	Sfalsati	6	12.00	9.40

Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

N	Dt	St
	[mm]	*[mm]*
1	139.70	10.00

Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [A1-M1]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.30	
Condizione 1 (Permanenti)	1.30	1.00
Condizione 2 (Sovraccarico)	1.35	1.00

Combinazione n° 2 [A1-M1]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Permanenti / sisma V+)	1.00	1.00

Combinazione n° 3 [A2-M2]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Permanenti)	1.00	1.00
Condizione 2 (Sovraccarico)	1.15	1.00

Combinazione n° 4 [A2-M2]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Permanenti / sisma V+)	1.00	1.00

Combinazione n° 5 [SLER]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Permanenti)	1.00	1.00
Condizione 2 (Sovraccarico)	1.00	1.00

Combinazione n° 6 [SLEF]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Permanenti)	1.00	1.00
Condizione 2 (Sovraccarico)	1.00	0.75

Combinazione n° 7 [SLEQ]

Nome condizione	γ	Coeff. part.
Spinta terreno	1.00	
Condizione 1 (Permanenti)	1.00	1.00

Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo :
Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

			Statici		Sismici	
Carichi	**Effetto**		**A1**	**A2**	**A1**	**A2**
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

		Statici		Sismici	
Parametri		**M1**	**M2**	**M1**	**M2**
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		**Tiranti**
Laterale	γ_{st}	1.20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate 1 ξ_3=1.80 ξ_4=1.80

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$V_{Rd}=[0.18*k*(100.0*\rho_l*fck)^{1/3}/\gamma_c+0.15*\sigma_{cp}]*bw*d>(vmin+0.15*\sigma_{cp})*b_w*d$

$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$

$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatuta trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$fcd'=0.5*fcd$

$k=1+(200/d)^{1/2}$

$vmin=0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}$

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2008 - I° Formulazione
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.70\ f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica

Identificazione del sito

Latitudine44.428142
Longitudine 8.835611
Comune Genova
Provincia Genova
Regione Liguria

Punti di interpolazione del reticolo 16695 - 16694 - 16916 - 16917

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera provvisoria
Vita nominale 10 anni
Classe d'uso III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
Vita di riferimento 15 anni

Combinazioni/Fase	**SLU**	**SLE**
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.620	0.000
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.553	0.000
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc*	0.290	0.203
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.600	1.600
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza Us [m]	0.000	0.000
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	1.000	1.000
Coefficiente di intensità sismica (percento)	10.112	0.000
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.00	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte
Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 74 elementi fuori terra e 166 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	3.70	[m]
Profondità di infissione	8.30	[m]
Altezza totale della paratia	12.00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Pa Spinta attiva, espressa in [kN]
Is Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y_{Pa}	Is	Y_{Is}	Pw	Y_{Pw}	Pp	Y_{Pp}	Pc	Y_{Pc}
		[kN]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*
1	[A1-M1]	76.16	2.23	--	--	47.81	7.12	-94.77	5.82	7.53	6.58
2	[A1-M1 S]	35.61	2.43	8.04	1.85	47.81	7.12	-72.75	6.13	1.46	6.33
3	[A2-M2]	77.91	2.25	--	--	47.81	7.12	-93.67	6.08	8.93	7.18
4	[A2-M2 S]	45.88	2.45	9.09	1.85	47.81	7.12	-80.23	6.11	4.01	6.75
5	[SLER]	56.92	2.23	--	--	47.81	7.12	-80.80	6.00	3.80	6.48
6	[SLEF]	51.62	2.26	--	--	47.81	7.12	-77.57	6.05	2.86	6.42
7	[SLEQ]	35.71	2.40	--	--	47.81	7.12	-68.10	6.25	0.52	6.26

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
1	[A1-M1]	0.00	0.00	36.72	0.25	--	--	--	--
2	[A1-M1 S]	0.00	0.00	20.17	0.25	--	--	--	--
3	[A2-M2]	0.00	0.00	40.98	0.25	--	--	--	--
4	[A2-M2 S]	0.00	0.00	26.55	0.25	--	--	--	--
5	[SLER]	0.00	0.00	27.72	0.25	--	--	--	--
6	[SLEF]	0.00	0.00	24.71	0.25	--	--	--	--
7	[SLEQ]	0.00	0.00	15.95	0.25	--	--	--	--

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
Pp Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	3.99	4.75	5.81	12.57	3.98	196.97
2	[A1-M1 S]	3.99	4.40	5.81	8.98	4.52	196.97
3	[A2-M2]	4.00	5.55	6.39	22.16	7.96	98.04
4	[A2-M2 S]	3.99	5.05	6.08	16.17	6.70	98.04
5	[SLER]	3.99	4.65	5.82	11.98	4.99	196.97
6	[SLEF]	3.99	4.55	5.80	10.78	4.79	196.97
7	[SLEQ]	3.98	4.30	5.87	7.78	4.31	196.97

Risultati tiranti

Caratteristiche dei tiranti utilizzati

Simbologia adottata

Y ordinata della fila rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
nt numero di tiranti della fila
N sforzo su ogni tirante della fila espresso in [kN]
L lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L_f lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
Ld lunghezza totale definita del tirante espressa in [m]
Ld_f lunghezza di fondazione definita del tirante espressa in [m]
FS Fattore di sicurezza. Rapporto tra lunghezza di fondazione definita e lunghezza di fondazione di progetto.
A_f area di armatura in ogni tirante espressa in [cmq]
Rt/ml reazione a metro lineare del tirante della fila espresso in [kN]
σ_f tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [N/mmq]
u spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]
R1, R2, R3 resistenza nei tre meccanismi considerati (sfilamento della fondazione, aderenza malta-armatura, resistenza malta) espressa in [kN]

Caratteristiche armatura file tiranti

1 file di tiranti passivi armati con tubolare

n°	Tipologia	Y	nt	A_f	L	L_f	Ld	Ld_f	FS
		[m]		*[cmq]*	*[m]*	*[m]*	*[m]*	*[m]*	
1	Micropalo	0.25	6	40.75	11.30	8.70	12.00	9.40	1.08

Combinazione n° 1

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σ_f	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	250.54	107.3761	61.489	0.44123	271.97	20219.26	10357.30

Combinazione n° 2

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σ_f	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	137.60	58.9712	33.770	0.19329	271.97	20219.26	10357.30

Combinazione n° 3

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σ_f	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	279.58	119.8185	68.614	0.46342	326.36	20219.26	10357.30

Combinazione n° 4

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σ_f	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	181.13	77.6282	44.454	0.24935	326.36	20219.26	10357.30

Combinazione n° 5

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σf	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	189.11	81.0478	46.412	0.33555	587.45	20219.26	10357.30

Combinazione n° 6

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σf	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	168.58	72.2493	41.373	0.29013	587.45	20219.26	10357.30

Combinazione n° 7

n°	Tipologia	N	Rt/ml	σf	u	R1	R2	R3
		[kN]	*[kN]*	*[N/mmq]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*
1	Micropalo	108.80	46.6304	26.703	0.15622	587.45	20219.26	10357.30

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
		[kNm]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	
1	[A1-M1]	27.78	4.90	47.77	3.95	242.17	12.00	MAX
--	--	-37.76	2.25	-34.06	0.25	0.00	0.00	MIN
2	[A1-M1 S]	16.27	4.70	31.82	3.95	88.69	12.00	MAX
--	--	-22.72	2.30	-19.14	0.25	0.00	0.00	MIN
3	[A2-M2]	30.18	5.45	45.51	4.00	237.87	12.00	MAX
--	--	-45.67	2.40	-38.21	0.25	0.00	0.00	MIN
4	[A2-M2 S]	21.49	5.10	36.75	3.95	106.22	12.00	MAX
--	--	-31.67	2.40	-25.33	0.25	0.00	0.00	MIN
5	[SLER]	21.09	4.80	37.54	3.95	189.43	12.00	MAX
--	--	-28.53	2.25	-25.73	0.25	0.00	0.00	MIN
6	[SLEF]	19.26	4.75	35.24	3.95	161.17	12.00	MAX
--	--	-26.10	2.25	-23.09	0.25	0.00	0.00	MIN
7	[SLEQ]	13.85	4.65	28.10	3.95	77.09	12.00	MAX
--	--	-19.38	2.30	-15.42	0.25	0.00	0.00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y_U	V	Y_V	
		[cm]	*[m]*	*[cm]*	*[m]*	
1	[A1-M1]	1.0175	2.20	0.0788	0.00	MAX
--	--	-0.0168	6.45	0.0000	0.00	MIN
2	[A1-M1 S]	0.5481	2.20	0.0250	0.00	MAX
--	--	-0.0049	6.25	0.0000	0.00	MIN

n°	Tipo	U	Y_U	V	Y_V	
		[cm]	*[m]*	*[cm]*	*[m]*	
3	[A2-M2]	1.3602	2.40	0.0772	0.00	MAX
--	--	-0.0193	7.00	0.0000	0.00	MIN
4	[A2-M2 S]	0.8264	2.35	0.0311	0.00	MAX
--	--	-0.0103	6.65	0.0000	0.00	MIN
5	[SLER]	0.7596	2.15	0.0604	0.00	MAX
--	--	-0.0099	6.35	0.0000	0.00	MIN
6	[SLEF]	0.6788	2.15	0.0505	0.00	MAX
--	--	-0.0080	6.35	0.0000	0.00	MIN
7	[SLEQ]	0.4587	2.25	0.0210	0.00	MAX
--	--	-0.0023	6.25	0.0000	0.00	MIN

Stabilità globale

Metodo di Fellenius
Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
(X_C; Y_C) Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X_V; Y_V) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X_M; Y_M) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X_C, Y_C)	R	(X_V, Y_V)	(X_M, Y_M)	FS
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[m]*	
3	[A2-M2]	(-2.40; 0.00)	12.24	(-14.07; -3.68)	(9.84; 0.00)	1.91
4	[A2-M2 S]	(-8.40; 0.00)	14.65	(-22.58; -3.66)	(6.25; 0.00)	1.47

Combinazione n° 4

Numero di strisce 51

Simbologia adottata
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle
N° numero d'ordine della striscia
W peso della striscia espresso in [kN]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
L sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]
Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	α(°)	Wsinα	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]					*[N/mmq]*	*[N/mmq]*	*[kN]*
1	15.5263	-71.96	-14.7628	1.82	30.17	0.0080	0.0199	(0.00; 0.00)
2	31.5300	-65.71	-28.7378	1.37	30.17	0.0080	0.0345	(0.00; 0.00)
3	43.6471	-60.76	-38.0854	1.16	30.17	0.0080	0.0456	(0.00; 0.00)
4	53.6306	-56.50	-44.7206	1.02	30.17	0.0080	0.0547	(0.00; 0.00)
5	62.1764	-52.68	-49.4435	0.93	30.17	0.0080	0.0625	(0.00; 0.00)
6	69.6514	-49.17	-52.6981	0.86	30.17	0.0080	0.0694	(0.00; 0.00)
7	76.2787	-45.89	-54.7682	0.81	30.17	0.0080	0.0754	(0.00; 0.00)
8	82.2061	-42.80	-55.8522	0.77	30.17	0.0080	0.0808	(0.00; 0.00)
9	87.5377	-39.85	-56.0978	0.74	30.17	0.0080	0.0857	(0.00; 0.00)
10	92.3500	-37.03	-55.6198	0.71	30.17	0.0080	0.0901	(0.00; 0.00)
11	96.7010	-34.31	-54.5111	0.68	30.17	0.0080	0.0941	(0.00; 0.00)
12	100.6361	-31.68	-52.8486	0.66	30.17	0.0080	0.0977	(0.00; 0.00)

N°	W	α(°)	Wsinα	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]					*[N/mmq]*	*[N/mmq]*	*[kN]*
13	104.1912	-29.12	-50.6981	0.65	30.17	0.0080	0.1009	(0.00; 0.00)
14	107.3952	-26.62	-48.1162	0.63	30.17	0.0080	0.1039	(0.00; 0.00)
15	110.2718	-24.17	-45.1534	0.62	30.17	0.0080	0.1065	(0.00; 0.00)
16	112.8403	-21.77	-41.8546	0.61	23.04	0.0080	0.1089	(0.00; 0.00)
17	115.1168	-19.41	-38.2609	0.60	23.04	0.0080	0.1109	(0.00; 0.00)
18	117.1146	-17.09	-34.4098	0.59	23.04	0.0080	0.1128	(0.00; 0.00)
19	118.8448	-14.79	-30.3365	0.58	23.04	0.0080	0.1143	(0.00; 0.00)
20	120.3164	-12.52	-26.0738	0.58	23.04	0.0080	0.1157	(0.00; 0.00)
21	121.5368	-10.26	-21.6529	0.57	23.04	0.0080	0.1168	(0.00; 0.00)
22	122.5120	-8.03	-17.1037	0.57	23.04	0.0080	0.1177	(0.00; 0.00)
23	123.2465	-5.80	-12.4550	0.57	23.04	0.0080	0.1184	(0.00; 0.00)
24	123.7437	-3.58	-7.7349	0.57	23.04	0.0080	0.1188	(0.00; 0.00)
25	124.0059	-1.37	-2.9709	0.56	23.04	0.0080	0.1191	(0.00; 0.00)
26	124.0343	0.84	1.8100	0.56	23.04	0.0080	0.1191	(0.00; 0.00)
27	123.8290	3.05	6.5806	0.57	23.04	0.0080	0.1189	(0.00; 0.00)
28	123.3890	5.26	11.3139	0.57	23.04	0.0080	0.1185	(0.00; 0.00)
29	122.7124	7.48	15.9825	0.57	23.04	0.0080	0.1179	(0.00; 0.00)
30	121.7961	9.72	20.5584	0.57	23.04	0.0080	0.1170	(0.00; 0.00)
31	120.6357	11.97	25.0132	0.58	23.04	0.0080	0.1160	(0.00; 0.00)
32	119.2258	14.23	29.3171	0.58	23.04	0.0080	0.1147	(0.00; 0.00)
33	117.5592	16.53	33.4395	0.59	23.04	0.0080	0.1132	(0.00; 0.00)
34	115.6273	18.84	37.3476	0.60	23.04	0.0080	0.1114	(0.00; 0.00)
35	113.4196	21.20	41.0072	0.61	23.04	0.0080	0.1094	(0.00; 0.00)
36	110.9234	23.58	44.3813	0.62	30.17	0.0080	0.1071	(0.00; 0.00)
37	108.1233	26.02	47.4297	0.63	30.17	0.0080	0.1045	(0.00; 0.00)
38	105.0009	28.50	50.1085	0.64	30.17	0.0080	0.1017	(0.00; 0.00)
39	101.5335	31.05	52.3688	0.66	30.17	0.0080	0.0985	(0.00; 0.00)
40	97.6937	33.67	54.1555	0.68	30.17	0.0080	0.0950	(0.00; 0.00)
41	128.3800	36.37	76.1322	0.71	30.17	0.0080	0.0960	(0.00; 0.00)
42	123.6245	39.18	78.1090	0.73	30.17	0.0080	0.0917	(0.00; 0.00)
43	118.3555	42.12	79.3729	0.77	30.17	0.0080	0.0869	(0.00; 0.00)
44	112.4995	45.19	79.8125	0.81	30.17	0.0080	0.0816	(0.00; 0.00)
45	105.9573	48.44	79.2852	0.86	30.17	0.0080	0.0756	(0.00; 0.00)
46	98.5893	51.92	77.6016	0.92	30.17	0.0080	0.0689	(19.08; 0.00)
47	90.1871	55.69	74.4942	1.01	30.17	0.0080	0.0613	(0.00; 0.00)
48	80.4144	59.87	69.5527	1.13	30.17	0.0080	0.0524	(0.00; 0.00)
49	68.6527	64.69	62.0614	1.33	30.17	0.0080	0.0417	(0.00; 0.00)
50	53.4507	70.64	50.4281	1.71	30.17	0.0080	0.0279	(0.00; 0.00)
51	23.2838	82.00	23.0570	4.08	30.17	0.0000	0.0002	(0.00; 0.00)

Resistenza a taglio paratia= 0.0000 [kN]
ΣW_i= 5061.9055 [kN]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 285.7540 [kN]
$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i$= 2134.2644 [kN]
$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i$= 305.7428 [kN]

Descrizione armatura micropali e caratteristiche sezione

Diametro del micropalo	24.00 cm
Area della sezione trasversale	452.39 cmq
Diametro esterno del tubolare	139.70 mm
Spessore del tubolare	10.00 mm
Area della sezione tubolare	40.75 cmq
Inerzia della sezione tubolare	861.89 cm^4

Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kN]

V_{Rd} taglio resistente espresso in [kN]
FS_T fattore di sicurezza a taglio

N°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
		[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*	
1	[A1-M1]	2.30	-15.10	86.11	-56.55	322.47	3.74
2	[A1-M1 S]	2.30	-9.09	24.72	-57.55	156.54	6.33
3	[A2-M2]	2.40	-18.27	84.50	-57.24	264.73	3.13
4	[A2-M2 S]	2.40	-12.67	31.84	-57.52	144.60	4.54

N°	Tipo	Y	T	V_{Rd}	FS_T
		[m]	*[kNm]*	*[kN]*	
1	[A1-M1]	3.95	19.11	722.21	37.79
2	[A1-M1 S]	3.95	12.73	722.21	56.75
3	[A2-M2]	4.00	18.20	722.21	39.67
4	[A2-M2 S]	3.95	14.70	722.21	49.13

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f tensione normale nell'armatura, espressa in [N/mmq]
τ_f tensione tangenziale nell'armatura, espresso in [N/mmq]
σ_{id} tensione ideale ($\sigma_{id} = (\sigma_f^2 + 3\ \tau_f^2)^{0.5}$) nella sezione del tubolare, espressa in [N/mmq]

N°	Tipo	σ_f	Y(σ_f)	τ_f	Y(τ_f)	σ_{id}	Y(σ_{id})
		[N/mmq]	*[m]*	*[N/mmq]*	*[m]*	*[N/mmq]*	*[m]*
5	[SLER]	108.434	2.25	7.370	3.95	108.434	2.25
6	[SLEF]	97.800	2.30	6.920	3.95	97.800	2.30
7	[SLEQ]	67.755	2.30	5.517	3.95	67.755	2.30

Verifica armatura paratia (Inviluppo)

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M momento flettente espresso in [kNm]
N sforzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T taglio espresso in [kN]
V_{Rd} taglio resistente espresso in [kN]
FS_T fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	V_{Rdr}	FS_T
		[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*		*[kN]*	*[kN]*	
1	[A1-M1]	0.00	0.00	43.20	0.00	-1250.90	28.96	0.00	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	0.05	0.00	43.26	0.19	1666.65	38.53	0.20	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	0.10	0.02	43.31	0.77	1661.89	38.37	0.41	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	0.15	0.05	43.37	1.74	1653.90	38.14	0.62	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	0.20	0.08	43.42	3.10	1642.68	37.83	0.87	722.21	827.85
1	[A1-M1]	0.25	0.13	83.84	2.55	1647.26	19.65	-15.28	722.21	47.25
1	[A1-M1]	0.30	-0.55	83.89	-10.30	1583.47	18.87	-15.04	722.21	48.01
3	[A2-M2]	0.35	-1.37	82.23	-22.88	1373.83	16.71	-14.80	722.21	48.81
3	[A2-M2]	0.40	-2.10	82.28	-30.55	1195.58	14.53	-14.54	722.21	49.66
3	[A2-M2]	0.45	-2.82	82.34	-35.99	1049.55	12.75	-14.28	722.21	50.56
3	[A2-M2]	0.50	-3.53	82.39	-39.96	932.43	11.32	-14.02	722.21	51.52
3	[A2-M2]	0.55	-4.22	82.45	-42.94	837.97	10.16	-13.74	722.21	52.55
3	[A2-M2]	0.60	-4.91	82.50	-45.25	761.12	9.23	-13.47	722.21	53.63
3	[A2-M2]	0.65	-5.57	82.56	-47.07	697.49	8.45	-13.18	722.21	54.79
3	[A2-M2]	0.70	-6.22	82.61	-48.55	644.52	7.80	-12.89	722.21	56.03
3	[A2-M2]	0.75	-6.86	82.67	-49.77	599.73	7.25	-12.59	722.21	57.35
3	[A2-M2]	0.80	-7.48	82.72	-50.80	561.67	6.79	-12.29	722.21	58.77
3	[A2-M2]	0.85	-8.09	82.78	-51.66	528.73	6.39	-11.98	722.21	60.29
3	[A2-M2]	0.90	-8.68	82.84	-52.41	500.15	6.04	-11.66	722.21	61.93

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	V_{Rdr}	FS_T
		[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*		*[kN]*	*[kN]*	
3	[A2-M2]	0.95	-9.25	82.89	-53.06	475.20	5.73	-11.34	722.21	63.68
3	[A2-M2]	1.00	-9.81	82.95	-53.63	453.26	5.46	-11.01	722.21	65.57
3	[A2-M2]	1.05	-10.36	83.00	-54.11	433.62	5.22	-10.71	722.21	67.43
3	[A2-M2]	1.10	-10.88	83.06	-54.51	415.98	5.01	-10.40	722.21	69.42
3	[A2-M2]	1.15	-11.40	83.11	-54.88	400.21	4.82	-10.09	722.21	71.58
3	[A2-M2]	1.20	-11.89	83.17	-55.21	386.05	4.64	-9.77	722.21	73.91
3	[A2-M2]	1.25	-12.37	83.22	-55.50	373.30	4.49	-9.45	722.21	76.46
3	[A2-M2]	1.30	-12.84	83.28	-55.77	361.78	4.34	-9.12	722.21	79.23
3	[A2-M2]	1.35	-13.29	83.33	-56.01	351.35	4.22	-8.78	722.21	82.27
3	[A2-M2]	1.40	-13.72	83.39	-56.23	341.88	4.10	-8.44	722.21	85.61
3	[A2-M2]	1.45	-14.13	83.45	-56.43	333.26	3.99	-8.09	722.21	89.30
3	[A2-M2]	1.50	-14.52	83.50	-56.53	324.97	3.89	-7.73	722.21	93.40
3	[A2-M2]	1.55	-14.90	83.56	-56.61	317.44	3.80	-7.37	722.21	97.97
3	[A2-M2]	1.60	-15.26	83.61	-56.69	310.61	3.71	-7.01	722.21	103.09
3	[A2-M2]	1.65	-15.60	83.67	-56.77	304.42	3.64	-6.63	722.21	108.88
3	[A2-M2]	1.70	-15.92	83.72	-56.83	298.80	3.57	-6.25	722.21	115.47
3	[A2-M2]	1.75	-16.23	83.78	-56.89	293.72	3.51	-5.87	722.21	123.03
3	[A2-M2]	1.80	-16.51	83.83	-56.95	289.14	3.45	-5.48	722.21	131.79
3	[A2-M2]	1.85	-16.78	83.89	-57.00	285.02	3.40	-5.08	722.21	142.07
3	[A2-M2]	1.90	-17.02	83.94	-57.04	281.33	3.35	-4.68	722.21	154.28
3	[A2-M2]	1.95	-17.24	84.00	-57.08	278.05	3.31	-4.27	722.21	169.00
3	[A2-M2]	2.00	-17.45	84.06	-57.11	275.16	3.27	-3.86	722.21	187.09
3	[A2-M2]	2.05	-17.63	84.11	-57.14	272.63	3.24	-3.44	722.21	210.08
3	[A2-M2]	2.10	-17.79	84.17	-57.17	270.46	3.21	-3.00	722.21	240.61
3	[A2-M2]	2.15	-17.93	84.22	-57.19	268.65	3.19	-2.55	722.21	282.96
3	[A2-M2]	2.20	-18.05	84.28	-57.21	267.18	3.17	-2.09	722.21	345.53
3	[A2-M2]	2.25	-18.14	84.33	-57.22	266.05	3.15	-1.62	722.21	447.15
3	[A2-M2]	2.30	-18.21	84.39	-57.23	265.26	3.14	-1.13	722.21	640.66
3	[A2-M2]	2.35	-18.25	84.44	-57.23	264.82	3.14	0.75	722.21	960.29
3	[A2-M2]	2.40	-18.27	84.50	-57.24	264.73	3.13	1.26	722.21	571.00
3	[A2-M2]	2.45	-18.26	84.55	-57.23	265.00	3.13	1.79	722.21	403.19
3	[A2-M2]	2.50	-18.23	84.61	-57.22	265.64	3.14	2.33	722.21	309.79
3	[A2-M2]	2.55	-18.17	84.67	-57.21	266.65	3.15	2.88	722.21	250.75
3	[A2-M2]	2.60	-18.08	84.72	-57.20	268.06	3.16	3.43	722.21	210.38
3	[A2-M2]	2.65	-17.96	84.78	-57.17	269.87	3.18	3.99	722.21	181.03
3	[A2-M2]	2.70	-17.82	84.83	-57.15	272.11	3.21	4.55	722.21	158.73
3	[A2-M2]	2.75	-17.64	84.89	-57.12	274.79	3.24	5.11	722.21	141.22
3	[A2-M2]	2.80	-17.44	84.94	-57.08	277.94	3.27	5.68	722.21	127.10
3	[A2-M2]	2.85	-17.22	85.00	-57.04	281.59	3.31	6.25	722.21	115.47
3	[A2-M2]	2.90	-16.96	85.05	-56.99	285.79	3.36	6.83	722.21	105.73
3	[A2-M2]	2.95	-16.67	85.11	-56.93	290.58	3.41	7.41	722.21	97.46
3	[A2-M2]	3.00	-16.36	85.16	-56.87	296.01	3.48	7.99	722.21	90.35
3	[A2-M2]	3.05	-16.02	85.22	-56.79	302.15	3.55	8.58	722.21	84.16
3	[A2-M2]	3.10	-15.65	85.28	-56.71	309.08	3.62	9.17	722.21	78.73
3	[A2-M2]	3.15	-15.25	85.33	-56.62	316.89	3.71	9.77	722.21	73.94
3	[A2-M2]	3.20	-14.82	85.39	-56.52	325.70	3.81	10.37	722.21	69.66
3	[A2-M2]	3.25	-14.36	85.44	-56.38	335.52	3.93	10.97	722.21	65.83
3	[A2-M2]	3.30	-13.87	85.50	-56.13	346.07	4.05	11.58	722.21	62.38
3	[A2-M2]	3.35	-13.35	85.55	-55.86	357.98	4.18	12.19	722.21	59.26
3	[A2-M2]	3.40	-12.80	85.61	-55.55	371.46	4.34	12.80	722.21	56.41
3	[A2-M2]	3.45	-12.22	85.66	-55.19	386.80	4.52	13.42	722.21	53.81
3	[A2-M2]	3.50	-11.61	85.72	-54.78	404.34	4.72	14.04	722.21	51.43
3	[A2-M2]	3.55	-10.98	85.77	-54.32	424.50	4.95	14.67	722.21	49.23
3	[A2-M2]	3.60	-10.31	85.83	-53.77	447.80	5.22	15.30	722.21	47.21
3	[A2-M2]	3.65	-9.61	85.89	-53.07	474.53	5.53	15.93	722.21	45.33
3	[A2-M2]	3.70	-8.87	85.94	-52.25	506.02	5.89	16.57	722.21	43.58
3	[A2-M2]	3.75	-8.11	86.00	-51.28	543.52	6.32	17.18	722.21	42.04
3	[A2-M2]	3.80	-7.32	86.05	-50.07	588.45	6.84	17.74	722.21	40.72
3	[A2-M2]	3.85	-6.50	86.11	-48.58	643.30	7.47	18.24	722.21	39.58
3	[A2-M2]	3.90	-5.66	86.16	-46.68	711.10	8.25	18.70	722.21	38.62
3	[A2-M2]	3.95	-4.78	86.22	-44.20	796.71	9.24	19.11	722.21	37.79
3	[A2-M2]	4.00	-3.89	86.27	-40.82	906.32	10.51	18.93	722.21	38.14
3	[A2-M2]	4.05	-2.97	86.33	-36.07	1047.40	12.13	18.20	722.21	39.69
1	[A1-M1]	4.10	3.58	88.11	39.02	961.15	10.91	17.58	722.21	41.08
1	[A1-M1]	4.15	4.45	88.16	42.70	845.95	9.60	17.24	722.21	41.90
1	[A1-M1]	4.20	5.28	88.22	45.35	757.58	8.59	16.87	722.21	42.81
1	[A1-M1]	4.25	6.07	88.27	47.33	688.43	7.80	16.47	722.21	43.84
1	[A1-M1]	4.30	6.81	88.33	48.85	633.64	7.17	16.06	722.21	44.98
1	[A1-M1]	4.35	7.50	88.38	50.04	589.70	6.67	15.61	722.21	46.26
1	[A1-M1]	4.40	8.14	88.44	51.00	554.21	6.27	15.15	722.21	47.68
1	[A1-M1]	4.45	8.72	88.50	51.76	525.12	5.93	14.65	722.21	49.29
1	[A1-M1]	4.50	9.25	88.55	52.37	501.45	5.66	14.14	722.21	51.09
1	[A1-M1]	4.55	9.71	88.61	52.87	482.25	5.44	13.59	722.21	53.12
1	[A1-M1]	4.60	10.12	88.66	53.27	466.85	5.27	13.03	722.21	55.43
1	[A1-M1]	4.65	10.45	88.72	53.59	454.74	5.13	12.44	722.21	58.07
1	[A1-M1]	4.70	10.72	88.77	53.83	445.58	5.02	11.82	722.21	61.10

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	V_{Rdr}	FS_T
		[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*		*[kN]*	*[kN]*	
1	[A1-M1]	4.75	10.92	88.83	53.98	439.02	4.94	11.18	722.21	64.60
1	[A1-M1]	4.80	11.05	88.88	54.07	435.02	4.89	10.51	722.21	68.68
1	[A1-M1]	4.85	11.11	88.94	54.11	433.24	4.87	9.82	722.21	73.51
1	[A1-M1]	4.90	11.11	88.99	54.11	433.44	4.87	9.11	722.21	79.28
1	[A1-M1]	4.95	11.06	89.05	54.06	435.41	4.89	8.37	722.21	86.28
1	[A1-M1]	5.00	10.96	89.11	53.98	439.03	4.93	7.61	722.21	94.95
1	[A1-M1]	5.05	10.81	89.16	53.86	444.19	4.98	6.82	722.21	105.94
3	[A2-M2]	5.10	10.88	87.49	54.07	434.95	4.97	6.00	722.21	120.30
3	[A2-M2]	5.15	11.18	87.55	54.30	425.21	4.86	5.16	722.21	139.83
3	[A2-M2]	5.20	11.44	87.60	54.49	417.21	4.76	-5.49	722.21	131.54
3	[A2-M2]	5.25	11.66	87.66	54.63	410.80	4.69	-5.93	722.21	121.87
3	[A2-M2]	5.30	11.83	87.72	54.75	405.89	4.63	-6.29	722.21	114.80
3	[A2-M2]	5.35	11.96	87.77	54.83	402.40	4.58	-6.59	722.21	109.57
3	[A2-M2]	5.40	12.04	87.83	54.88	400.31	4.56	-6.83	722.21	105.73
3	[A2-M2]	5.45	12.07	87.88	54.89	399.61	4.55	-7.01	722.21	102.96
3	[A2-M2]	5.50	12.06	87.94	54.88	400.30	4.55	-7.15	722.21	101.06
3	[A2-M2]	5.55	11.99	87.99	54.83	402.44	4.57	-7.23	722.21	99.86
3	[A2-M2]	5.60	11.87	88.05	54.74	406.10	4.61	-7.27	722.21	99.28
3	[A2-M2]	5.65	11.70	88.10	54.63	411.19	4.67	-7.28	722.21	99.24
3	[A2-M2]	5.70	11.50	88.16	54.48	417.67	4.74	-7.25	722.21	99.68
3	[A2-M2]	5.75	11.26	88.21	54.29	425.48	4.82	-7.18	722.21	100.56
3	[A2-M2]	5.80	10.98	88.27	54.08	434.63	4.92	-7.09	722.21	101.87
3	[A2-M2]	5.85	10.68	88.33	53.84	445.10	5.04	-6.97	722.21	103.59
3	[A2-M2]	5.90	10.36	88.38	53.54	456.69	5.17	-6.89	722.21	104.82
3	[A2-M2]	5.95	10.02	88.44	53.20	469.61	5.31	-7.20	722.21	100.26
3	[A2-M2]	6.00	9.66	88.49	52.83	483.90	5.47	-7.45	722.21	96.91
3	[A2-M2]	6.05	9.29	88.55	52.42	499.61	5.64	-7.64	722.21	94.52
3	[A2-M2]	6.10	8.91	88.60	51.97	516.77	5.83	-7.78	722.21	92.89
3	[A2-M2]	6.15	8.52	88.66	51.49	535.47	6.04	-7.86	722.21	91.90
3	[A2-M2]	6.20	8.13	88.71	50.96	555.77	6.26	-7.90	722.21	91.46
3	[A2-M2]	6.25	7.74	88.77	50.37	577.53	6.51	-7.89	722.21	91.50
3	[A2-M2]	6.30	7.35	88.82	49.73	601.02	6.77	-7.85	722.21	91.98
3	[A2-M2]	6.35	6.96	88.88	49.04	626.33	7.05	-7.78	722.21	92.87
3	[A2-M2]	6.40	6.57	88.94	48.30	653.55	7.35	-7.67	722.21	94.15
3	[A2-M2]	6.45	6.19	88.99	47.50	682.57	7.67	-7.54	722.21	95.80
3	[A2-M2]	6.50	5.82	89.05	46.61	713.46	8.01	-7.38	722.21	97.82
3	[A2-M2]	6.55	5.45	89.10	45.67	746.50	8.38	-7.21	722.21	100.21
3	[A2-M2]	6.60	5.09	89.16	44.66	781.73	8.77	-7.01	722.21	102.98
3	[A2-M2]	6.65	4.74	89.21	43.53	818.51	9.17	-6.80	722.21	106.15
3	[A2-M2]	6.70	4.41	89.27	42.34	857.61	9.61	-6.58	722.21	109.72
3	[A2-M2]	6.75	4.08	89.32	41.06	898.83	10.06	-6.35	722.21	113.73
3	[A2-M2]	6.80	3.77	89.38	39.66	941.44	10.53	-6.11	722.21	118.21
3	[A2-M2]	6.85	3.46	89.43	38.19	986.38	11.03	-5.86	722.21	123.18
3	[A2-M2]	6.90	3.17	89.49	36.59	1032.48	11.54	-5.61	722.21	128.69
3	[A2-M2]	6.95	2.89	89.55	34.91	1080.18	12.06	-5.36	722.21	134.79
3	[A2-M2]	7.00	2.63	89.60	33.12	1129.12	12.60	-5.10	722.21	141.53
3	[A2-M2]	7.05	2.38	89.66	31.22	1178.31	13.14	-4.85	722.21	148.98
3	[A2-M2]	7.10	2.14	89.71	29.25	1228.77	13.70	-4.59	722.21	157.22
3	[A2-M2]	7.15	1.91	89.77	27.16	1277.78	14.23	-4.34	722.21	166.33
3	[A2-M2]	7.20	1.69	89.82	25.04	1327.76	14.78	-4.09	722.21	176.41
3	[A2-M2]	7.25	1.49	89.88	22.82	1375.07	15.30	-3.85	722.21	187.59
3	[A2-M2]	7.30	1.30	89.93	20.58	1422.10	15.81	-3.61	722.21	200.00
3	[A2-M2]	7.35	1.12	89.99	18.31	1467.11	16.30	-3.38	722.21	213.82
3	[A2-M2]	7.40	0.96	90.04	16.04	1509.68	16.77	-3.15	722.21	229.22
3	[A2-M2]	7.45	0.80	90.10	13.81	1551.58	17.22	-2.93	722.21	246.45
3	[A2-M2]	7.50	0.66	90.16	11.48	1573.76	17.46	-2.72	722.21	265.77
1	[A1-M1]	7.55	-0.35	91.93	-6.24	1616.91	17.59	-2.51	722.21	287.52
1	[A1-M1]	7.60	-0.38	91.99	-6.74	1612.77	17.53	-2.31	722.21	312.08
1	[A1-M1]	7.65	-0.41	92.05	-7.16	1609.31	17.48	-2.12	722.21	339.95
1	[A1-M1]	7.70	-0.43	92.10	-7.51	1606.47	17.44	-1.94	722.21	371.71
1	[A1-M1]	7.75	-0.45	92.16	-7.78	1604.21	17.41	-1.77	722.21	408.11
1	[A1-M1]	7.80	-0.46	92.21	-7.99	1602.48	17.38	-1.60	722.21	450.08
1	[A1-M1]	7.85	-0.47	92.27	-8.14	1601.23	17.35	-1.45	722.21	498.78
1	[A1-M1]	7.90	-0.48	92.32	-8.24	1600.42	17.34	-1.30	722.21	555.74
1	[A1-M1]	7.95	-0.48	92.38	-8.29	1600.00	17.32	-1.16	722.21	622.96
1	[A1-M1]	8.00	-0.48	92.43	-8.30	1599.95	17.31	-1.03	722.21	703.10
1	[A1-M1]	8.05	-0.48	92.49	-8.27	1600.22	17.30	-0.90	722.21	799.80
1	[A1-M1]	8.10	-0.47	92.54	-8.20	1600.79	17.30	-0.79	722.21	918.16
1	[A1-M1]	8.15	-0.47	92.60	-8.10	1601.62	17.30	0.10	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.20	-0.46	92.66	-7.97	1602.68	17.30	0.13	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.25	-0.45	92.71	-7.81	1603.95	17.30	0.16	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.30	-0.44	92.77	-7.63	1605.41	17.31	0.18	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.35	-0.43	92.82	-7.44	1607.02	17.31	0.20	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.40	-0.42	92.88	-7.23	1608.77	17.32	0.22	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.45	-0.40	92.93	-7.00	1610.63	17.33	0.23	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.50	-0.39	92.99	-6.76	1612.59	17.34	0.24	722.21	1000.00

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS	T	V_{Rdr}	FS_T
		[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*		*[kN]*	*[kN]*	
1	[A1-M1]	8.55	-0.38	93.04	-6.51	1614.63	17.35	0.25	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.60	-0.36	93.10	-6.26	1616.73	17.37	0.26	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.65	-0.35	93.15	-6.00	1618.87	17.38	0.26	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.70	-0.33	93.21	-5.73	1621.05	17.39	0.26	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.75	-0.31	93.27	-5.47	1623.24	17.40	0.26	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.80	-0.30	93.32	-5.20	1625.45	17.42	0.26	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.85	-0.28	93.38	-4.93	1627.64	17.43	0.26	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	8.90	-0.27	93.43	-4.67	1629.83	17.44	0.26	722.21	1000.00
3	[A2-M2]	8.95	-0.46	91.76	-8.10	1601.61	17.45	0.25	722.21	1000.00
3	[A2-M2]	9.00	-0.45	91.82	-7.86	1603.53	17.46	0.24	722.21	1000.00
3	[A2-M2]	9.05	-0.44	91.87	-7.61	1605.58	17.48	0.24	722.21	1000.00
3	[A2-M2]	9.10	-0.42	91.93	-7.35	1607.73	17.49	0.23	722.21	1000.00
3	[A2-M2]	9.15	-0.40	91.99	-7.08	1609.96	17.50	0.22	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.20	-0.18	93.76	-3.16	1642.18	17.51	0.21	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.25	-0.17	93.82	-2.94	1644.06	17.52	0.20	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.30	-0.15	93.88	-2.72	1645.88	17.53	0.19	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.35	-0.14	93.93	-2.50	1647.62	17.54	0.18	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.40	-0.13	93.99	-2.30	1649.30	17.55	0.17	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.45	-0.12	94.04	-2.10	1650.91	17.56	0.16	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.50	-0.11	94.10	-1.92	1652.45	17.56	0.15	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.55	-0.10	94.15	-1.74	1653.91	17.57	0.14	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.60	-0.09	94.21	-1.57	1655.30	17.57	0.13	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.65	-0.08	94.26	-1.41	1656.61	17.57	0.12	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.70	-0.07	94.32	-1.26	1657.85	17.58	0.11	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.75	-0.06	94.37	-1.12	1659.02	17.58	0.10	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.80	-0.06	94.43	-0.99	1660.12	17.58	0.09	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.85	-0.05	94.49	-0.86	1661.14	17.58	0.08	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.90	-0.04	94.54	-0.75	1662.09	17.58	0.07	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	9.95	-0.04	94.60	-0.64	1662.98	17.58	0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.00	-0.03	94.65	-0.54	1663.80	17.58	0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.05	-0.03	94.71	-0.45	1664.56	17.58	0.05	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.10	-0.02	94.76	-0.36	1665.25	17.57	0.04	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.15	-0.02	94.82	-0.28	1665.89	17.57	0.03	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.20	-0.01	94.87	-0.21	1666.46	17.57	0.02	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.25	-0.01	94.93	-0.15	1666.98	17.56	0.02	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.30	-0.01	94.98	-0.09	1667.45	17.56	0.01	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.35	0.00	95.04	-0.04	1667.87	17.55	0.00	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.40	0.00	95.10	0.00	1668.22	17.54	0.00	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.45	0.00	95.15	0.04	1667.89	17.53	-0.01	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.50	0.00	95.21	0.07	1667.62	17.52	-0.02	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.55	0.01	95.26	0.10	1667.38	17.50	-0.02	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.60	0.01	95.32	0.13	1667.18	17.49	-0.03	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.65	0.01	95.37	0.15	1667.02	17.48	-0.03	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.70	0.01	95.43	0.16	1666.89	17.47	-0.04	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.75	0.01	95.48	0.17	1666.79	17.46	-0.04	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.80	0.01	95.54	0.18	1666.72	17.45	-0.04	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.85	0.01	95.59	0.19	1666.68	17.43	-0.05	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.90	0.01	95.65	0.19	1666.66	17.42	-0.05	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	10.95	0.01	95.71	0.19	1666.66	17.41	-0.05	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.00	0.01	95.76	0.19	1666.69	17.40	-0.05	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.05	0.01	95.82	0.18	1666.73	17.40	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.10	0.01	95.87	0.18	1666.78	17.39	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.15	0.01	95.93	0.17	1666.85	17.38	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.20	0.01	95.98	0.16	1666.93	17.37	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.25	0.01	96.04	0.15	1667.02	17.36	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.30	0.01	96.09	0.13	1667.12	17.35	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.35	0.01	96.15	0.12	1667.22	17.34	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.40	0.01	96.20	0.11	1667.33	17.33	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.45	0.01	96.26	0.10	1667.43	17.32	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.50	0.00	96.32	0.08	1667.54	17.31	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.55	0.00	96.37	0.07	1667.65	17.30	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.60	0.00	96.43	0.06	1667.75	17.30	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.65	0.00	96.48	0.05	1667.85	17.29	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.70	0.00	96.54	0.03	1667.94	17.28	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.75	0.00	96.59	0.03	1668.02	17.27	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.80	0.00	96.65	0.02	1668.09	17.26	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.85	0.00	96.70	0.01	1668.14	17.25	-0.06	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.90	0.00	96.76	0.00	1668.19	17.24	-0.05	722.21	1000.00
1	[A1-M1]	11.95	0.00	96.81	0.00	1668.22	17.23	-0.05	722.21	1000.00

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]

σ_f tensione normale nell'armatura, espressa in [N/mmq]
τ_f tensione tangenziale nell'armatura, espresso in [N/mmq]
σ_{id} tensione ideale ($\sigma_{id} = (\sigma_f^2 + 3\ \tau_f^2)^{0.5}$) nella sezione del tubolare, espressa in [N/mmq]

Y	σ_{id}	n° - Tipo	σ_f	n° - Tipo	τ_f	n° - Tipo
[m]	*[N/mmq]*		*[N/mmq]*		*[N/mmq]*	
0.00	7.853	5 - [SLER]	7.853	5 - [SLER]	0.000	6 - [SLEF]
0.05	7.898	5 - [SLER]	7.897	5 - [SLER]	0.073	5 - [SLER]
0.10	8.006	5 - [SLER]	8.002	5 - [SLER]	0.149	5 - [SLER]
0.15	8.180	5 - [SLER]	8.171	5 - [SLER]	0.227	5 - [SLER]
0.20	8.422	5 - [SLER]	8.405	5 - [SLER]	0.308	5 - [SLER]
0.25	18.397	5 - [SLER]	16.183	5 - [SLER]	5.051	5 - [SLER]
0.30	20.638	5 - [SLER]	18.761	5 - [SLER]	4.966	5 - [SLER]
0.35	24.350	5 - [SLER]	22.837	5 - [SLER]	4.877	5 - [SLER]
0.40	28.091	5 - [SLER]	26.840	5 - [SLER]	4.786	5 - [SLER]
0.45	31.822	5 - [SLER]	30.766	5 - [SLER]	4.693	5 - [SLER]
0.50	35.519	5 - [SLER]	34.615	5 - [SLER]	4.597	5 - [SLER]
0.55	39.166	5 - [SLER]	38.383	5 - [SLER]	4.499	5 - [SLER]
0.60	42.754	5 - [SLER]	42.070	5 - [SLER]	4.399	5 - [SLER]
0.65	46.274	5 - [SLER]	45.672	5 - [SLER]	4.295	5 - [SLER]
0.70	49.720	5 - [SLER]	49.188	5 - [SLER]	4.190	5 - [SLER]
0.75	53.089	5 - [SLER]	52.616	5 - [SLER]	4.082	5 - [SLER]
0.80	56.375	5 - [SLER]	55.954	5 - [SLER]	3.971	5 - [SLER]
0.85	59.575	5 - [SLER]	59.199	5 - [SLER]	3.859	5 - [SLER]
0.90	62.687	5 - [SLER]	62.351	5 - [SLER]	3.743	5 - [SLER]
0.95	65.707	5 - [SLER]	65.406	5 - [SLER]	3.626	5 - [SLER]
1.00	68.633	5 - [SLER]	68.364	5 - [SLER]	3.506	5 - [SLER]
1.05	71.470	5 - [SLER]	71.227	5 - [SLER]	3.397	5 - [SLER]
1.10	74.218	5 - [SLER]	74.000	5 - [SLER]	3.287	5 - [SLER]
1.15	76.877	5 - [SLER]	76.680	5 - [SLER]	3.174	5 - [SLER]
1.20	79.443	5 - [SLER]	79.266	5 - [SLER]	3.058	5 - [SLER]
1.25	81.915	5 - [SLER]	81.756	5 - [SLER]	2.941	5 - [SLER]
1.30	84.290	5 - [SLER]	84.148	5 - [SLER]	2.821	5 - [SLER]
1.35	86.567	5 - [SLER]	86.441	5 - [SLER]	2.700	5 - [SLER]
1.40	88.744	5 - [SLER]	88.632	5 - [SLER]	2.575	5 - [SLER]
1.45	90.818	5 - [SLER]	90.719	5 - [SLER]	2.449	5 - [SLER]
1.50	92.788	5 - [SLER]	92.701	5 - [SLER]	2.320	5 - [SLER]
1.55	94.652	5 - [SLER]	94.576	5 - [SLER]	2.189	5 - [SLER]
1.60	96.407	5 - [SLER]	96.341	5 - [SLER]	2.055	5 - [SLER]
1.65	98.052	5 - [SLER]	97.996	5 - [SLER]	1.920	5 - [SLER]
1.70	99.585	5 - [SLER]	99.537	5 - [SLER]	1.782	5 - [SLER]
1.75	101.004	5 - [SLER]	100.964	5 - [SLER]	1.641	5 - [SLER]
1.80	102.306	5 - [SLER]	102.273	5 - [SLER]	1.499	5 - [SLER]
1.85	103.491	5 - [SLER]	103.465	5 - [SLER]	1.354	5 - [SLER]
1.90	104.556	5 - [SLER]	104.535	5 - [SLER]	1.207	5 - [SLER]
1.95	105.499	5 - [SLER]	105.483	5 - [SLER]	1.057	5 - [SLER]
2.00	106.319	5 - [SLER]	106.307	5 - [SLER]	0.906	5 - [SLER]
2.05	107.013	5 - [SLER]	107.005	5 - [SLER]	0.751	5 - [SLER]
2.10	107.576	5 - [SLER]	107.571	5 - [SLER]	0.589	5 - [SLER]
2.15	108.004	5 - [SLER]	108.002	5 - [SLER]	0.439	7 - [SLEQ]
2.20	108.292	5 - [SLER]	108.291	5 - [SLER]	0.316	7 - [SLEQ]
2.25	108.434	5 - [SLER]	108.434	5 - [SLER]	0.187	7 - [SLEQ]
2.30	108.427	5 - [SLER]	108.427	5 - [SLER]	0.119	5 - [SLER]
2.35	108.264	5 - [SLER]	108.263	5 - [SLER]	0.310	5 - [SLER]
2.40	107.942	5 - [SLER]	107.939	5 - [SLER]	0.508	5 - [SLER]
2.45	107.456	5 - [SLER]	107.449	5 - [SLER]	0.712	5 - [SLER]
2.50	106.800	5 - [SLER]	106.788	5 - [SLER]	0.922	5 - [SLER]
2.55	105.971	5 - [SLER]	105.952	5 - [SLER]	1.135	5 - [SLER]
2.60	104.966	5 - [SLER]	104.940	5 - [SLER]	1.350	5 - [SLER]
2.65	103.786	5 - [SLER]	103.751	5 - [SLER]	1.565	5 - [SLER]
2.70	102.429	5 - [SLER]	102.383	5 - [SLER]	1.782	5 - [SLER]
2.75	100.894	5 - [SLER]	100.835	5 - [SLER]	2.000	5 - [SLER]
2.80	99.181	5 - [SLER]	99.107	5 - [SLER]	2.219	5 - [SLER]
2.85	97.289	5 - [SLER]	97.197	5 - [SLER]	2.440	5 - [SLER]
2.90	95.217	5 - [SLER]	95.105	5 - [SLER]	2.661	5 - [SLER]
2.95	92.964	5 - [SLER]	92.830	5 - [SLER]	2.884	5 - [SLER]
3.00	90.530	5 - [SLER]	90.370	5 - [SLER]	3.108	5 - [SLER]
3.05	87.914	5 - [SLER]	87.725	5 - [SLER]	3.333	5 - [SLER]
3.10	85.117	5 - [SLER]	84.893	5 - [SLER]	3.559	5 - [SLER]
3.15	82.137	5 - [SLER]	81.875	5 - [SLER]	3.787	5 - [SLER]
3.20	78.975	5 - [SLER]	78.668	5 - [SLER]	4.015	5 - [SLER]
3.25	75.630	5 - [SLER]	75.272	5 - [SLER]	4.245	5 - [SLER]
3.30	72.104	5 - [SLER]	71.686	5 - [SLER]	4.476	5 - [SLER]
3.35	68.396	5 - [SLER]	67.908	5 - [SLER]	4.708	5 - [SLER]
3.40	64.509	5 - [SLER]	63.939	5 - [SLER]	4.941	5 - [SLER]

Y	σid	n° - Tipo	σf	n° - Tipo	τf	n° - Tipo
[m]	*[N/mmq]*		*[N/mmq]*		*[N/mmq]*	
3.45	60.445	5 - [SLER]	59.776	5 - [SLER]	5.176	5 - [SLER]
3.50	56.207	5 - [SLER]	55.420	5 - [SLER]	5.411	5 - [SLER]
3.55	51.801	5 - [SLER]	50.868	5 - [SLER]	5.648	5 - [SLER]
3.60	47.234	5 - [SLER]	46.121	5 - [SLER]	5.886	5 - [SLER]
3.65	42.521	5 - [SLER]	41.177	5 - [SLER]	6.125	5 - [SLER]
3.70	37.683	5 - [SLER]	36.034	5 - [SLER]	6.366	5 - [SLER]
3.75	32.755	5 - [SLER]	30.697	5 - [SLER]	6.597	5 - [SLER]
3.80	27.804	5 - [SLER]	25.176	5 - [SLER]	6.813	5 - [SLER]
3.85	22.959	5 - [SLER]	19.482	5 - [SLER]	7.014	5 - [SLER]
3.90	22.856	5 - [SLER]	19.154	5 - [SLER]	7.199	5 - [SLER]
3.95	28.232	5 - [SLER]	25.182	5 - [SLER]	7.370	5 - [SLER]
4.00	33.738	5 - [SLER]	31.299	5 - [SLER]	7.271	5 - [SLER]
4.05	39.206	5 - [SLER]	37.335	5 - [SLER]	6.909	5 - [SLER]
4.10	44.534	5 - [SLER]	43.072	5 - [SLER]	6.533	5 - [SLER]
4.15	49.653	5 - [SLER]	48.500	5 - [SLER]	6.142	5 - [SLER]
4.20	54.516	5 - [SLER]	53.604	5 - [SLER]	5.736	5 - [SLER]
4.25	59.093	5 - [SLER]	58.372	5 - [SLER]	5.313	5 - [SLER]
4.30	63.356	5 - [SLER]	62.792	5 - [SLER]	4.874	5 - [SLER]
4.35	67.285	5 - [SLER]	66.849	5 - [SLER]	4.419	5 - [SLER]
4.40	70.860	5 - [SLER]	70.530	5 - [SLER]	3.947	5 - [SLER]
4.45	74.065	5 - [SLER]	73.822	5 - [SLER]	3.459	5 - [SLER]
4.50	76.882	5 - [SLER]	76.711	5 - [SLER]	2.956	5 - [SLER]
4.55	79.297	5 - [SLER]	79.185	5 - [SLER]	2.436	5 - [SLER]
4.60	81.295	5 - [SLER]	81.229	5 - [SLER]	1.899	5 - [SLER]
4.65	82.863	5 - [SLER]	82.830	5 - [SLER]	1.347	5 - [SLER]
4.70	83.988	5 - [SLER]	83.976	5 - [SLER]	0.820	5 - [SLER]
4.75	84.688	5 - [SLER]	84.686	5 - [SLER]	0.530	7 - [SLEQ]
4.80	85.001	5 - [SLER]	85.001	5 - [SLER]	0.741	7 - [SLEQ]
4.85	84.959	5 - [SLER]	84.955	5 - [SLER]	0.928	7 - [SLEQ]
4.90	84.597	5 - [SLER]	84.584	5 - [SLER]	1.093	7 - [SLEQ]
4.95	83.946	5 - [SLER]	83.922	5 - [SLER]	1.281	6 - [SLEF]
5.00	83.036	5 - [SLER]	82.999	5 - [SLER]	1.511	6 - [SLEF]
5.05	81.897	5 - [SLER]	81.845	5 - [SLER]	1.710	6 - [SLEF]
5.10	80.554	5 - [SLER]	80.487	5 - [SLER]	1.899	5 - [SLER]
5.15	79.035	5 - [SLER]	78.953	5 - [SLER]	2.084	5 - [SLER]
5.20	77.363	5 - [SLER]	77.265	5 - [SLER]	2.241	5 - [SLER]
5.25	75.560	5 - [SLER]	75.449	5 - [SLER]	2.373	5 - [SLER]
5.30	73.649	5 - [SLER]	73.523	5 - [SLER]	2.480	5 - [SLER]
5.35	71.647	5 - [SLER]	71.509	5 - [SLER]	2.565	5 - [SLER]
5.40	69.574	5 - [SLER]	69.425	5 - [SLER]	2.630	5 - [SLER]
5.45	67.447	5 - [SLER]	67.288	5 - [SLER]	2.676	5 - [SLER]
5.50	65.280	5 - [SLER]	65.112	5 - [SLER]	2.704	5 - [SLER]
5.55	63.089	5 - [SLER]	62.913	5 - [SLER]	2.717	5 - [SLER]
5.60	60.885	5 - [SLER]	60.703	5 - [SLER]	2.716	5 - [SLER]
5.65	58.682	5 - [SLER]	58.495	5 - [SLER]	2.702	5 - [SLER]
5.70	56.489	5 - [SLER]	56.298	5 - [SLER]	2.676	5 - [SLER]
5.75	54.316	5 - [SLER]	54.123	5 - [SLER]	2.639	5 - [SLER]
5.80	52.171	5 - [SLER]	51.977	5 - [SLER]	2.594	5 - [SLER]
5.85	50.063	5 - [SLER]	49.869	5 - [SLER]	2.540	5 - [SLER]
5.90	47.998	5 - [SLER]	47.805	5 - [SLER]	2.480	5 - [SLER]
5.95	45.982	5 - [SLER]	45.792	5 - [SLER]	2.413	5 - [SLER]
6.00	44.020	5 - [SLER]	43.833	5 - [SLER]	2.342	5 - [SLER]
6.05	42.116	5 - [SLER]	41.933	5 - [SLER]	2.265	5 - [SLER]
6.10	40.275	5 - [SLER]	40.096	5 - [SLER]	2.186	5 - [SLER]
6.15	38.498	5 - [SLER]	38.326	5 - [SLER]	2.103	5 - [SLER]
6.20	36.789	5 - [SLER]	36.623	5 - [SLER]	2.019	5 - [SLER]
6.25	35.149	5 - [SLER]	34.990	5 - [SLER]	1.932	5 - [SLER]
6.30	33.580	5 - [SLER]	33.428	5 - [SLER]	1.845	5 - [SLER]
6.35	32.083	5 - [SLER]	31.938	5 - [SLER]	1.758	5 - [SLER]
6.40	30.657	5 - [SLER]	30.520	5 - [SLER]	1.670	5 - [SLER]
6.45	29.304	5 - [SLER]	29.175	5 - [SLER]	1.583	5 - [SLER]
6.50	28.022	5 - [SLER]	27.902	5 - [SLER]	1.497	5 - [SLER]
6.55	26.811	5 - [SLER]	26.699	5 - [SLER]	1.412	5 - [SLER]
6.60	25.671	5 - [SLER]	25.568	5 - [SLER]	1.328	5 - [SLER]
6.65	24.600	5 - [SLER]	24.505	5 - [SLER]	1.246	5 - [SLER]
6.70	23.597	5 - [SLER]	23.510	5 - [SLER]	1.166	5 - [SLER]
6.75	22.659	5 - [SLER]	22.581	5 - [SLER]	1.088	5 - [SLER]
6.80	21.787	5 - [SLER]	21.716	5 - [SLER]	1.012	5 - [SLER]
6.85	20.977	5 - [SLER]	20.914	5 - [SLER]	0.939	5 - [SLER]
6.90	20.228	5 - [SLER]	20.172	5 - [SLER]	0.869	5 - [SLER]
6.95	19.538	5 - [SLER]	19.488	5 - [SLER]	0.801	5 - [SLER]
7.00	18.904	5 - [SLER]	18.861	5 - [SLER]	0.736	5 - [SLER]
7.05	18.324	5 - [SLER]	18.287	5 - [SLER]	0.674	5 - [SLER]
7.10	17.796	5 - [SLER]	17.764	5 - [SLER]	0.614	5 - [SLER]
7.15	17.317	5 - [SLER]	17.291	5 - [SLER]	0.558	5 - [SLER]
7.20	17.737	5 - [SLER]	17.716	5 - [SLER]	0.504	5 - [SLER]

Y	σid	n° - Tipo	σf	n° - Tipo	τf	n° - Tipo
[m]	*[N/mmq]*		*[N/mmq]*		*[N/mmq]*	
7.25	18.142	5 - [SLER]	18.125	5 - [SLER]	0.453	5 - [SLER]
7.30	18.506	5 - [SLER]	18.493	5 - [SLER]	0.405	5 - [SLER]
7.35	18.831	5 - [SLER]	18.821	5 - [SLER]	0.359	5 - [SLER]
7.40	19.119	5 - [SLER]	19.112	5 - [SLER]	0.317	5 - [SLER]
7.45	19.373	5 - [SLER]	19.367	5 - [SLER]	0.277	5 - [SLER]
7.50	19.594	5 - [SLER]	19.589	5 - [SLER]	0.240	5 - [SLER]
7.55	19.784	5 - [SLER]	19.781	5 - [SLER]	0.205	5 - [SLER]
7.60	19.946	5 - [SLER]	19.944	5 - [SLER]	0.173	5 - [SLER]
7.65	20.081	5 - [SLER]	20.080	5 - [SLER]	0.143	5 - [SLER]
7.70	20.192	5 - [SLER]	20.191	5 - [SLER]	0.115	5 - [SLER]
7.75	20.280	5 - [SLER]	20.280	5 - [SLER]	0.090	5 - [SLER]
7.80	20.348	5 - [SLER]	20.347	5 - [SLER]	0.066	5 - [SLER]
7.85	20.396	5 - [SLER]	20.396	5 - [SLER]	0.045	5 - [SLER]
7.90	20.427	5 - [SLER]	20.427	5 - [SLER]	0.026	5 - [SLER]
7.95	20.442	5 - [SLER]	20.442	5 - [SLER]	0.013	7 - [SLEQ]
8.00	20.442	5 - [SLER]	20.442	5 - [SLER]	0.020	7 - [SLEQ]
8.05	20.430	5 - [SLER]	20.429	5 - [SLER]	0.028	6 - [SLEF]
8.10	20.405	5 - [SLER]	20.405	5 - [SLER]	0.038	6 - [SLEF]
8.15	20.371	5 - [SLER]	20.371	5 - [SLER]	0.047	6 - [SLEF]
8.20	20.328	5 - [SLER]	20.327	5 - [SLER]	0.055	5 - [SLER]
8.25	20.276	5 - [SLER]	20.276	5 - [SLER]	0.063	5 - [SLER]
8.30	20.218	5 - [SLER]	20.218	5 - [SLER]	0.070	5 - [SLER]
8.35	20.154	5 - [SLER]	20.153	5 - [SLER]	0.076	5 - [SLER]
8.40	20.085	5 - [SLER]	20.084	5 - [SLER]	0.081	5 - [SLER]
8.45	20.012	5 - [SLER]	20.011	5 - [SLER]	0.085	5 - [SLER]
8.50	19.935	5 - [SLER]	19.935	5 - [SLER]	0.088	5 - [SLER]
8.55	19.857	5 - [SLER]	19.856	5 - [SLER]	0.090	5 - [SLER]
8.60	19.776	5 - [SLER]	19.775	5 - [SLER]	0.091	5 - [SLER]
8.65	19.694	5 - [SLER]	19.694	5 - [SLER]	0.092	5 - [SLER]
8.70	19.612	5 - [SLER]	19.611	5 - [SLER]	0.092	5 - [SLER]
8.75	19.530	5 - [SLER]	19.529	5 - [SLER]	0.092	5 - [SLER]
8.80	19.448	5 - [SLER]	19.447	5 - [SLER]	0.091	5 - [SLER]
8.85	19.366	5 - [SLER]	19.366	5 - [SLER]	0.089	5 - [SLER]
8.90	19.287	5 - [SLER]	19.286	5 - [SLER]	0.087	5 - [SLER]
8.95	19.208	5 - [SLER]	19.208	5 - [SLER]	0.085	5 - [SLER]
9.00	19.132	5 - [SLER]	19.131	5 - [SLER]	0.082	5 - [SLER]
9.05	19.057	5 - [SLER]	19.057	5 - [SLER]	0.080	5 - [SLER]
9.10	18.985	5 - [SLER]	18.985	5 - [SLER]	0.076	5 - [SLER]
9.15	18.916	5 - [SLER]	18.915	5 - [SLER]	0.073	5 - [SLER]
9.20	18.849	5 - [SLER]	18.849	5 - [SLER]	0.070	5 - [SLER]
9.25	18.785	5 - [SLER]	18.785	5 - [SLER]	0.066	5 - [SLER]
9.30	18.724	5 - [SLER]	18.724	5 - [SLER]	0.062	5 - [SLER]
9.35	18.667	5 - [SLER]	18.666	5 - [SLER]	0.059	5 - [SLER]
9.40	18.612	5 - [SLER]	18.612	5 - [SLER]	0.055	5 - [SLER]
9.45	18.560	5 - [SLER]	18.560	5 - [SLER]	0.051	5 - [SLER]
9.50	18.512	5 - [SLER]	18.512	5 - [SLER]	0.047	5 - [SLER]
9.55	18.467	5 - [SLER]	18.467	5 - [SLER]	0.043	5 - [SLER]
9.60	18.425	5 - [SLER]	18.425	5 - [SLER]	0.039	5 - [SLER]
9.65	18.386	5 - [SLER]	18.386	5 - [SLER]	0.036	5 - [SLER]
9.70	18.350	5 - [SLER]	18.350	5 - [SLER]	0.032	5 - [SLER]
9.75	18.318	5 - [SLER]	18.318	5 - [SLER]	0.028	5 - [SLER]
9.80	18.288	5 - [SLER]	18.288	5 - [SLER]	0.025	5 - [SLER]
9.85	18.262	5 - [SLER]	18.262	5 - [SLER]	0.021	5 - [SLER]
9.90	18.238	5 - [SLER]	18.238	5 - [SLER]	0.018	5 - [SLER]
9.95	18.217	5 - [SLER]	18.217	5 - [SLER]	0.014	5 - [SLER]
10.00	18.199	5 - [SLER]	18.199	5 - [SLER]	0.011	5 - [SLER]
10.05	18.183	5 - [SLER]	18.183	5 - [SLER]	0.008	5 - [SLER]
10.10	18.170	5 - [SLER]	18.170	5 - [SLER]	0.010	7 - [SLEQ]
10.15	18.160	5 - [SLER]	18.160	5 - [SLER]	0.011	7 - [SLEQ]
10.20	18.151	5 - [SLER]	18.151	5 - [SLER]	0.013	7 - [SLEQ]
10.25	18.145	5 - [SLER]	18.145	5 - [SLER]	0.014	7 - [SLEQ]
10.30	18.141	5 - [SLER]	18.141	5 - [SLER]	0.016	7 - [SLEQ]
10.35	18.155	5 - [SLER]	18.155	5 - [SLER]	0.017	7 - [SLEQ]
10.40	18.182	5 - [SLER]	18.182	5 - [SLER]	0.018	7 - [SLEQ]
10.45	18.207	5 - [SLER]	18.207	5 - [SLER]	0.019	7 - [SLEQ]
10.50	18.231	5 - [SLER]	18.231	5 - [SLER]	0.020	7 - [SLEQ]
10.55	18.253	5 - [SLER]	18.253	5 - [SLER]	0.021	7 - [SLEQ]
10.60	18.273	5 - [SLER]	18.273	5 - [SLER]	0.022	7 - [SLEQ]
10.65	18.293	5 - [SLER]	18.293	5 - [SLER]	0.023	7 - [SLEQ]
10.70	18.310	5 - [SLER]	18.310	5 - [SLER]	0.024	7 - [SLEQ]
10.75	18.327	5 - [SLER]	18.327	5 - [SLER]	0.024	7 - [SLEQ]
10.80	18.342	5 - [SLER]	18.342	5 - [SLER]	0.025	7 - [SLEQ]
10.85	18.357	5 - [SLER]	18.357	5 - [SLER]	0.026	7 - [SLEQ]
10.90	18.370	5 - [SLER]	18.370	5 - [SLER]	0.026	7 - [SLEQ]
10.95	18.383	5 - [SLER]	18.383	5 - [SLER]	0.027	7 - [SLEQ]
11.00	18.395	5 - [SLER]	18.395	5 - [SLER]	0.027	6 - [SLEF]

Y	σid	n° - Tipo	σf	n° - Tipo	τf	n° - Tipo
[m]	*[N/mmq]*		*[N/mmq]*		*[N/mmq]*	
11.05	18.406	5 - [SLER]	18.406	5 - [SLER]	0.028	6 - [SLEF]
11.10	18.417	5 - [SLER]	18.416	5 - [SLER]	0.028	6 - [SLEF]
11.15	18.427	5 - [SLER]	18.427	5 - [SLER]	0.029	5 - [SLER]
11.20	18.436	5 - [SLER]	18.436	5 - [SLER]	0.029	5 - [SLER]
11.25	18.446	5 - [SLER]	18.446	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.30	18.455	5 - [SLER]	18.455	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.35	18.464	5 - [SLER]	18.464	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.40	18.473	5 - [SLER]	18.472	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.45	18.481	5 - [SLER]	18.481	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.50	18.490	5 - [SLER]	18.490	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.55	18.499	5 - [SLER]	18.499	5 - [SLER]	0.030	5 - [SLER]
11.60	18.508	5 - [SLER]	18.508	5 - [SLER]	0.029	5 - [SLER]
11.65	18.517	5 - [SLER]	18.517	5 - [SLER]	0.029	5 - [SLER]
11.70	18.527	5 - [SLER]	18.527	5 - [SLER]	0.028	5 - [SLER]
11.75	18.537	5 - [SLER]	18.537	5 - [SLER]	0.028	5 - [SLER]
11.80	18.548	5 - [SLER]	18.548	5 - [SLER]	0.027	5 - [SLER]
11.85	18.559	5 - [SLER]	18.559	5 - [SLER]	0.026	5 - [SLER]
11.90	18.571	5 - [SLER]	18.571	5 - [SLER]	0.025	5 - [SLER]
11.95	18.583	5 - [SLER]	18.583	5 - [SLER]	0.025	5 - [SLER]

Verifica a SLU * Diagrammi M-N delle sezioni

Di seguito sono riportati per ogni tratto di armatura i diagrammi di interazione M_u-N_u della sezione; sono stati calcolati 16 punti per ogni sezione analizzata.

Per la costruzione dei diagrammi limiti si sono assunti i seguenti valori:

Tensione caratteristica cubica del cls	R_{bk} = 24.5 [N/mmq])
Tensione caratteristica cilindrica del cls (0.83xR_{bk})	R_{ck} = 208 (Kg/cm^2)
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	ψ= 0.85
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 353.0 [N/mmq])
Coefficiente di sicurezza cls	γ_c = 1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ_s = 1.15
Resistenza di calcolo del cls($\psi R_{ck}/\gamma_c$)	R^*_c = 118 (Kg/cm^2)
Resistenza di calcolo dell'acciaio(f_{yk}/γ_s)	R^*_s = 3130 (Kg/cm^2)
Modulo elastico dell'acciaio	E_s = 2100000 (Kg/cm^2)
Deformazione ultima del calcestruzzo	ε_{cu} = 0.0035(0.35%)
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	ε_{ck} = 0.0020(0.20%)
Deformazione ultima dell'acciaio	ε_{yu} = 0.0100(1.00%)
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R^*_s/E_s)	ε_{yk} = 0.0011(0.15%)

Legame costitutivo del calcestruzzo

Per il legame costitutivo del calcestruzzo si assume il diagramma parabola-rettangolo espresso dalle seguenti relazioni:
Tratto parabolico: $0<=\varepsilon_c<=\varepsilon_{ck}$

$$\sigma_c = \frac{R^*_c(2\varepsilon_c\varepsilon_{ck}-\varepsilon_c^2)}{\varepsilon_{ck}^2}$$

Tratto rettangolare: $\varepsilon_{ck}<\varepsilon_c<=\varepsilon_{cu}$

$$\sigma_c = R^*_c$$

Legame costitutivo dell'acciaio

Per l'acciaio si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico espresso dalle seguenti relazioni:
$\sigma_s = E_s\varepsilon_s$ per $0<=\varepsilon_s<=\varepsilon_{sy}$
$\sigma_s = R^*_s$ per $\varepsilon_{sy}<\varepsilon_s<=\varepsilon_{su}$

Tratto armatura 1

N°	N_u	M_u
	[kN]	*[kNm]*
1	-1250.8986	0.0000
2	0.0000	57.1240
3	222.4300	57.7341
4	333.6450	56.4227
5	444.8599	53.8451
6	556.0749	50.9527
7	667.2899	47.9318
8	778.5049	44.7556
9	889.7199	41.3601
10	1000.9349	37.7100
11	1112.1499	33.7741
12	1223.3649	29.4802
13	1334.5798	24.7452
14	1445.7948	19.4503
15	1557.0098	13.5169
16	1668.2248	0.0000
17	1668.2248	0.0000
18	1557.0098	-13.5169
19	1445.7948	-19.4503
20	1334.5798	-24.7452
21	1223.3649	-29.4802
22	1112.1499	-33.7741
23	1000.9349	-37.7100
24	889.7199	-41.3601
25	778.5049	-44.7556
26	667.2899	-47.9318

N°	N_u	M_u
	[kN]	*[kNm]*
27	556.0749	-50.9527
28	444.8599	-53.8451
29	333.6450	-56.4227
30	222.4300	-57.7341
31	0.0000	-57.1240
32	-1250.8986	0.0000

Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata

M_h momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale
T_h taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale
M_v momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale
T_v taglio espresso in [kN] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0.00 m) (Cordolo in c.a.)

B=100.00 [cm] H=50.00 [cm]
A_{fv}=20.11 [cmq] A_{fh}=16.08 [cmq] Staffe ϕ10/10 Nbh=2 - Nbv=2
M_h=34.63 [kNm] M_{uh}=705.37 [kNm] FS=20.37
T_h=53.27 [kN] T_{Rh}=1006.04 [kN] FS_T=18.88
M_v=95.14 [kNm] M_{uv}=334.93 [kNm] FS=3.52
T_v=146.37 [kN] T_R=477.41 [kN] FS_{Tv}=3.26