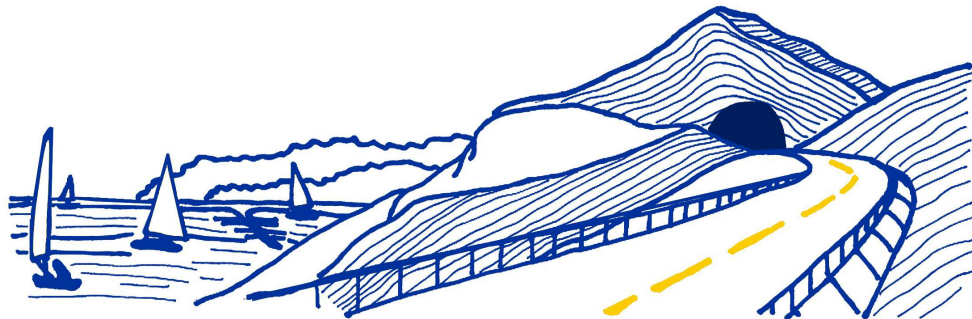


**VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)  
VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA  
INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA  
3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE**

**PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**GE265**



VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE  
DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA  
SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

**OPERE MAGGIORI  
GALLERIE ARTIFICIALI  
GALLERIA ARTIFICIALE SCATOLARE LE FORNACI 2  
TAMPONE IN JET GROUTING - RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

0000\_P00GA03STRRE03\_A

DPGE0265 E 20

CODICE ELAB. P00 GA03 STR RE03

A

-

C					
B					
A	EMISSIONE	Marzo 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



INDICE	pag.
1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. STATO DEI LAVORI .....	4
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	11
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	12
5.1 Calcestruzzo .....	12
5.2 Acciaio per armature ordinarie .....	12
6. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE .....	13
6.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	13
6.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione .....	13
6.1.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti.....	14
6.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	16
6.2.1 Verifica delle tensioni di esercizio .....	16
6.2.2 Verifica di fessurazione .....	16
6.3 Verifica al sollevamento di fondo scavo (UPL) .....	18
6.4 Combinazione delle azioni.....	21
6.4.1 Combinazioni strutturali.....	21
6.4.2 Combinazioni geotecniche .....	23
7. DIAFRAMMI.....	24
7.1 Modello di calcolo .....	24
7.2 Analisi dei carichi .....	25
7.2.1 Peso proprio (DEAD) .....	25
7.2.2 Carichi permanenti non strutturali (PERM) .....	25
7.2.3 Carichi variabili (VAR).....	25
7.2.4 Sisma (E) .....	25
7.3 Geotecnica.....	26
7.3.1 Generale.....	26
7.3.2 Sezione W12 – C5 .....	27
7.3.3 Sezione W6 - C2.....	28

7.3.4	Sezione W1 – C1 .....	29
7.4	Strutture.....	30
7.5	Fasi costruttive .....	31
7.6	Sollecitazioni.....	34
7.6.1	Sezione W12.....	34
7.6.2	Sezione W6.....	42
7.6.3	Sezione W1.....	50
7.7	Verifiche .....	62
7.7.1	Sezione W12.....	62
7.7.2	Sezione W6.....	71
7.7.3	Sezione W1 – pannello N1 .....	78
7.7.4	Sezione W1 – pannello AL1.....	86
7.7.5	Sezione W1 – pannello R1 .....	92
8.	TAMPONE IN JET GROUTING .....	100
8.1	Generale .....	100
8.2	Geometria.....	100
8.3	Caratterizzazione.....	102
8.4	Verifiche di sollevamento di fondo scavo .....	102
8.5	Verifica di stabilità interna al jet grouting .....	105

## 1. Premessa

La presente Relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

La presente relazione fa riferimento alla progettazione esecutiva di completamento della Galleria artificiale Fornaci II ed in particolare al tampone di fondo di terreno trattato con consolidamenti colonnari jet-grouting.

Trattandosi del Progetto di completamento di un'infrastruttura in avanzata fase realizzativa, nel seguito, dopo una generale descrizione dell'infrastruttura, si porrà l'attenzione e si descriveranno nel dettaglio lo stato di avanzamento dei lavori.

Nella progettazione delle opere e parti d'opera da realizzare, non si sono potuti apportare modifiche sostanziali alle opere così come precedentemente progettate ed autorizzate in sede di approvazione della Progettazione Definitiva e successivamente progettate nella sede della Progettazione Esecutiva e Costruttiva trasmesse da ANAS SpA.

Lo stato di avanzamento dei lavori è stato desunto dalla documentazione di As-Built trasmesse.

Come verrà evidenziato nel dettaglio nel seguito, per l'opera in esame sono stati realizzati quasi tutti i diaframmi perimetrali e una parte significativa dei trattamenti colonnari in jet-grouting finalizzati alla creazione del tampone di fondo a bassa permeabilità tra le paratie.

I diaframmi, come i trattamenti colonnari in jet-grouting, sono stati realizzati secondo il progetto costruttivo redatto dalla Società di Ingegneria Enser S.r.l.. Per completare la minima parte dei diaframmi laterali è evidentemente necessario seguire i dettami di tale progetto, che comunque è stato analizzato e del quale si condividono sostanzialmente le scelte, i conseguenti dimensionamenti e le verifiche geotecniche e strutturali.

Quanto riportato nel seguito fa pertanto riferimento a quanto riportato nella Relazione di calcolo della predetta Progettazione (Enser S.r.l., 24/06/2017) trasmesse dalla stazione appaltante.

Le indagini geognostiche e le relative risultanze sulle quali si basa l'attuale Progetto di completamento, fanno altresì riferimento al complesso delle indagini programmate, svolte ed analizzate nella sede progettuale costruttiva precedente.

## 2. Normativa di riferimento

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’ Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

Pertanto, essendo l’attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento restano le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Per quanto sopra la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

- Decreto 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 2061:2006);
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EC 2: PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO;
- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, N. 30483 - Circolare Ministero Lavori Pubblici 9 gennaio 1996, N. 218/24/3).

- D.M. LL. PP. 14 febbraio 1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 giugno 1993, N. 37406/STC).
- D.M. LL. PP. 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” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 15 ottobre 1996, N. 252).
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi»” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 4 luglio 1996, N. 156AA.GG./STC).
- Legge 2 Febbraio 1974 n° 64 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 10 aprile 1997, N. 65/AA.GG.).
- Ordinanza n. 3274 20 marzo 2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3519 del 28 Aprile 2006 - “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.

### 3. Stato dei lavori

La galleria artificiale in oggetto, della lunghezza complessiva pari a circa 196 m, è realizzata quasi interamente con il sistema “cut and cover”: la struttura è composta da diaframmi in c.a. a sezione rettangolare di spessore variabile pari a 1.00 m e 1.20 m in funzione delle altezze di scavo, collegati rigidamente in testa ad un solettone in c.a. di spessore pari a 1.20 m.

A quota fondo scavo, un solettone in cemento armato di spessore pari a 1.50 m e rimpelli in c.a. di rivestimento della parete interna dei diaframmi (Spessore 60÷80 cm) completano la sezione.

Si distingue una sezione a singola canna nella parte iniziale della Galleria Artificiale, all’attacco con la Galleria Naturale Fornaci I, che si dirama a doppia canna nel tratto centrale, per l’alloggiamento delle rampe dello svincolo Melara.

Il tratto finale dell’opera, per gli ultimi 20 m circa in corrispondenza con le rampe di svincolo prevede una struttura scatolare chiusa in c.a., da realizzarsi con scavo a cielo aperto.

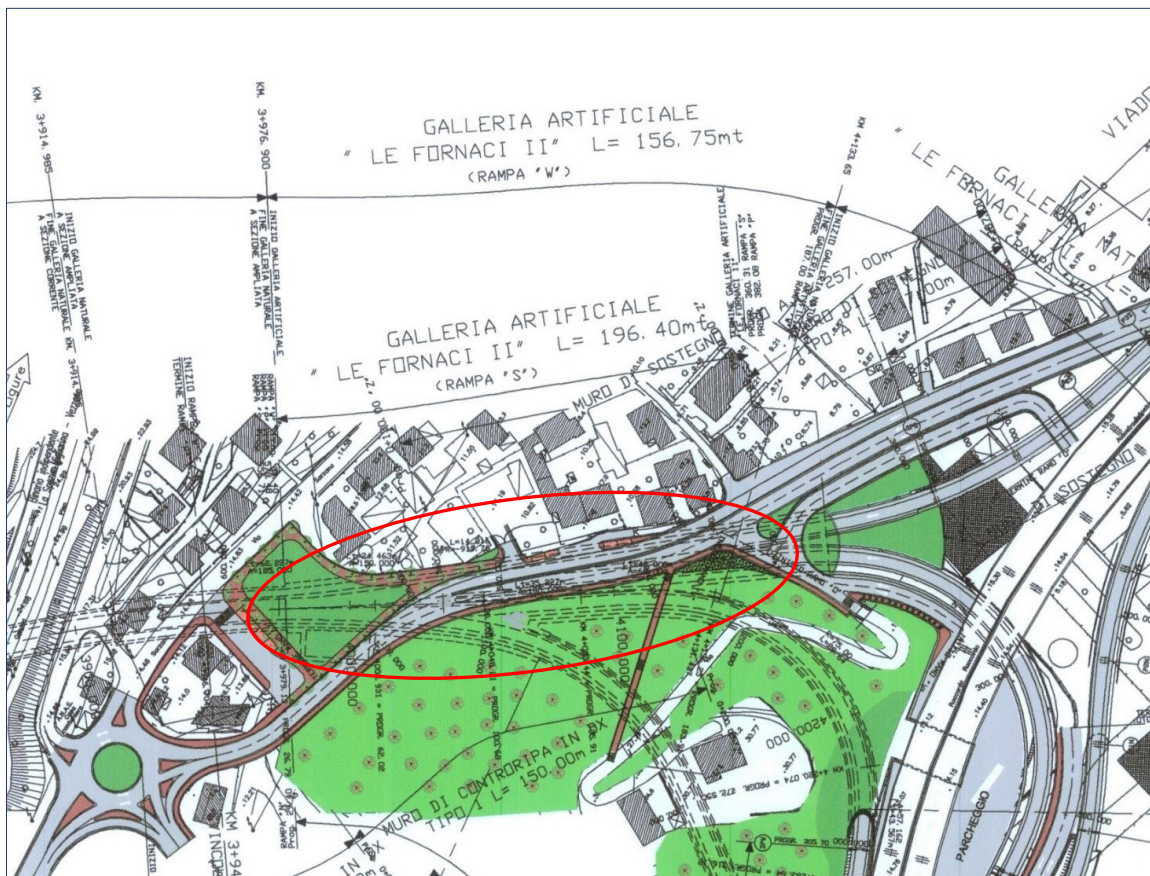


Figura 1 – Galleria artificiale Fornaci II – Ubicazione planimetrica



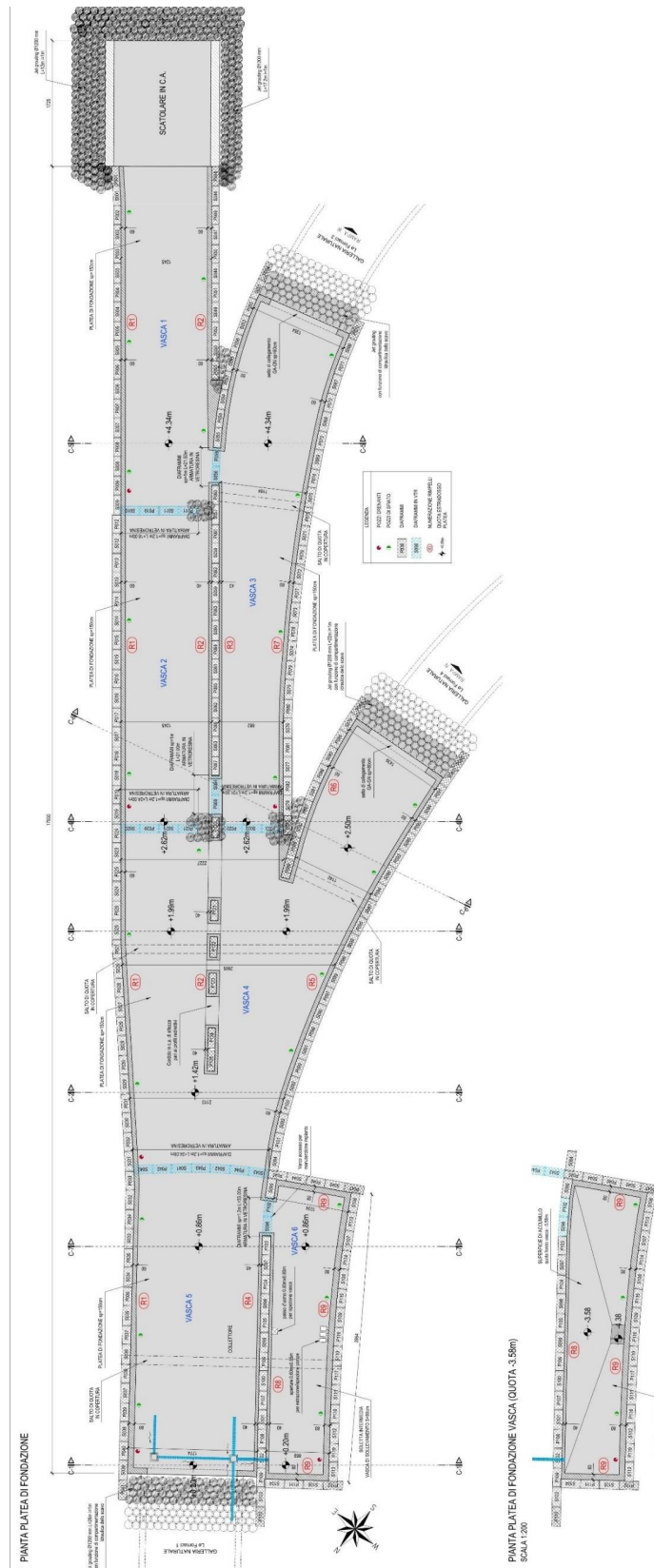
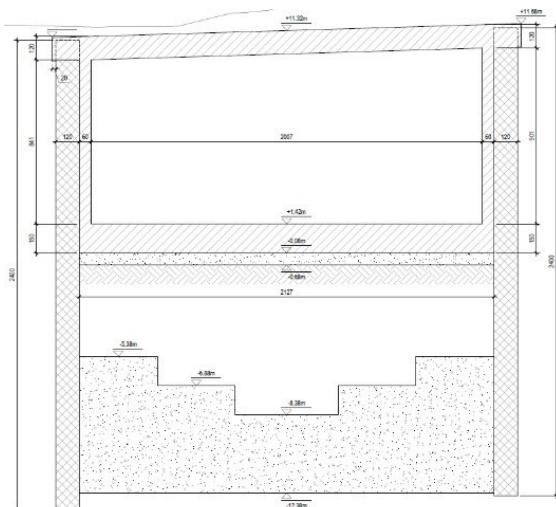
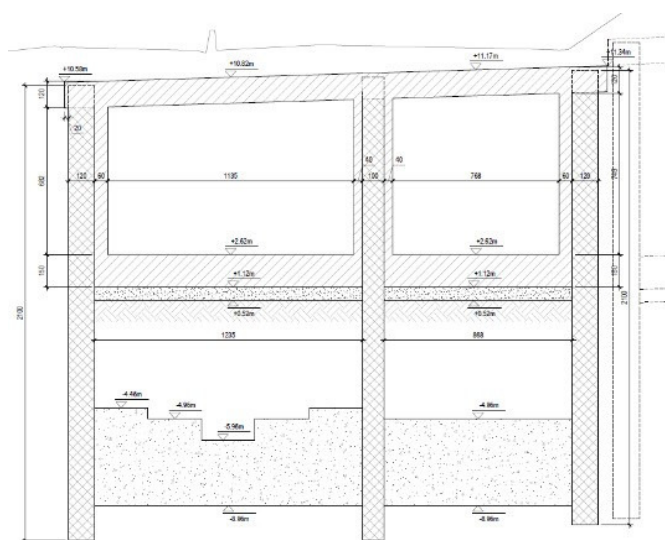


Figura 2 – Galleria artificiale Fornaci II – Planimetria di progetto



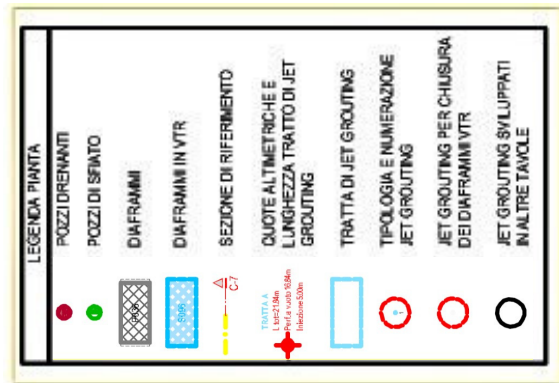
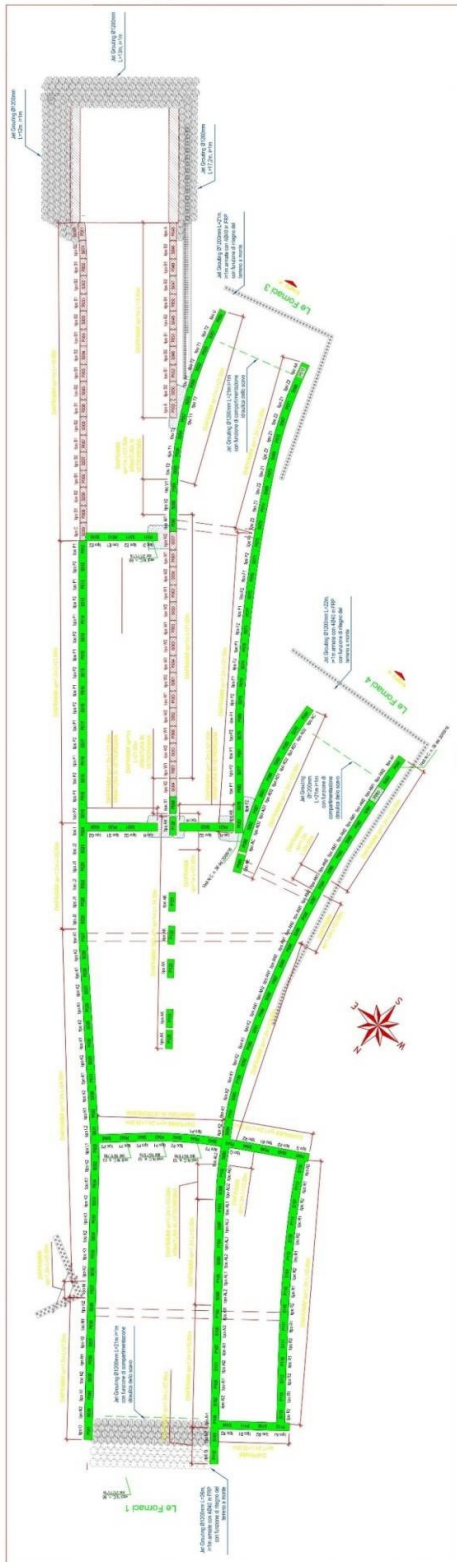
**Figura 3: Sezione GA Fornaci II – Sezione tipo a una canna**



**Figura 4: Sezione GA Fornaci II – Sezione tipo a due canne**

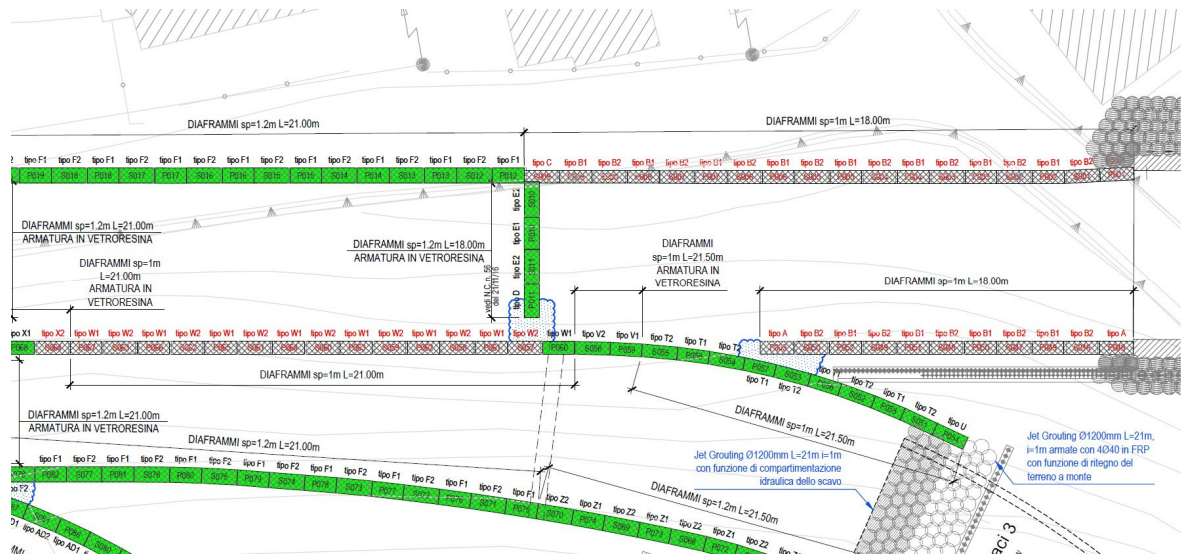
Lo stato di avanzamento dei lavori risulta il seguente:

- Galleria artificiale: eseguiti 193 diaframmi su 238 previsti di cui 167 armati con barre in acciaio e 23 con barre in vtr;
- Jet -grouting eseguito: jet-grouting tappi di fondo sotto lo scatolare di imbocco, jetgrouting colonne paratie sul lato di imbocco e sul lato via Melara dello scatolare in cls, parte dei jet-grouting tappi di fondo vasca 4.

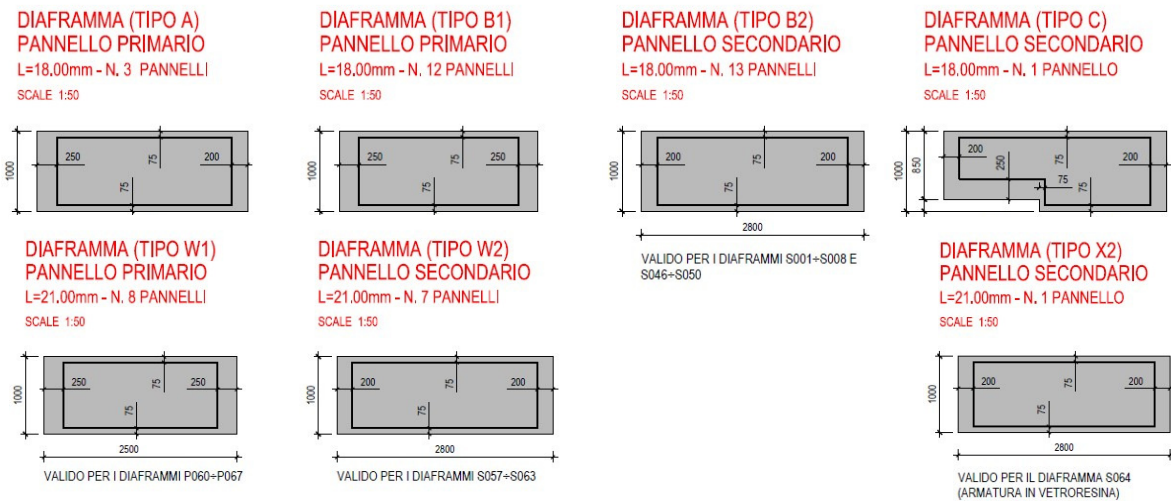


Parti contabilizzate

**Figura 6 – Galleria artificiale Fornaci II – Planimetria - Paratie realizzate (Da As-Built)**



**DIAFRAMMI NON REALIZZATI**

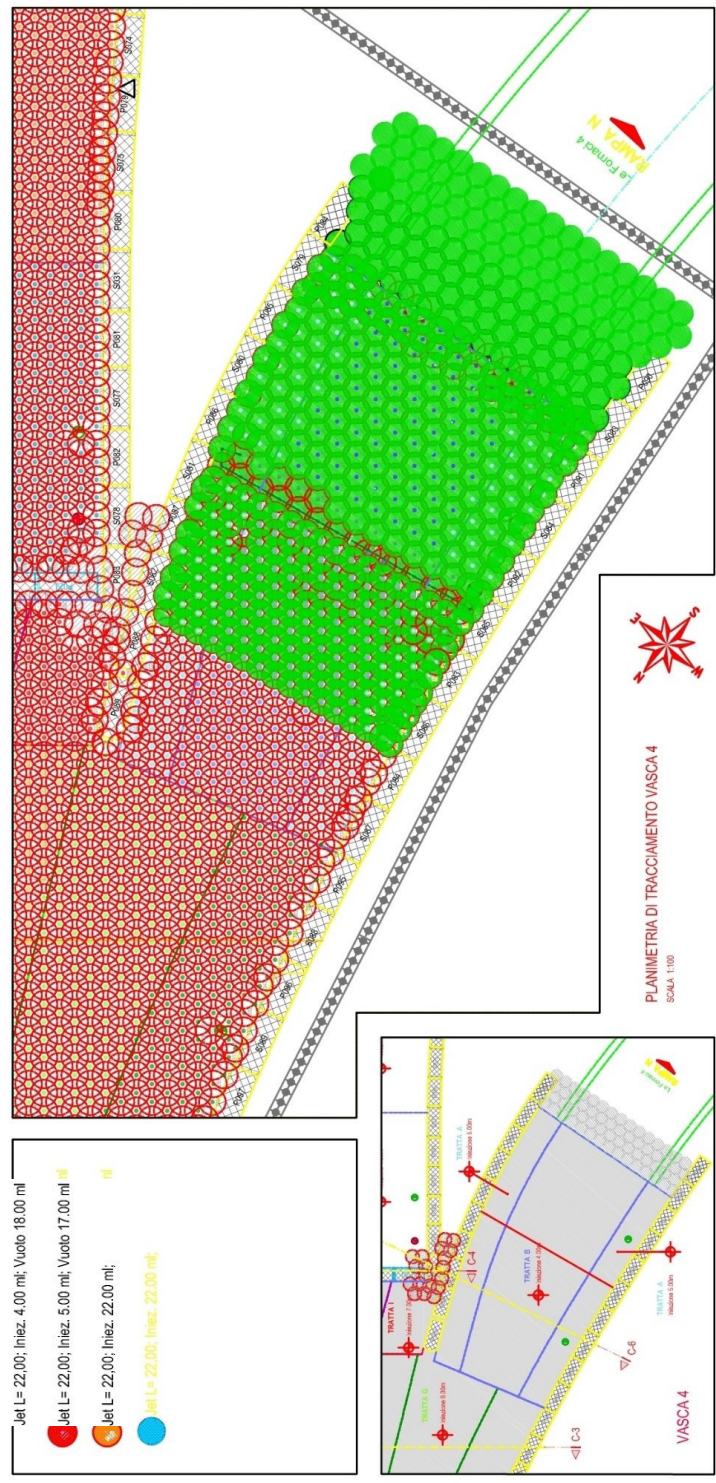


**Figura 7 – Galleria artificiale Fornaci II – Pannelli dei diaframmi non realizzati (Da As-Built)**

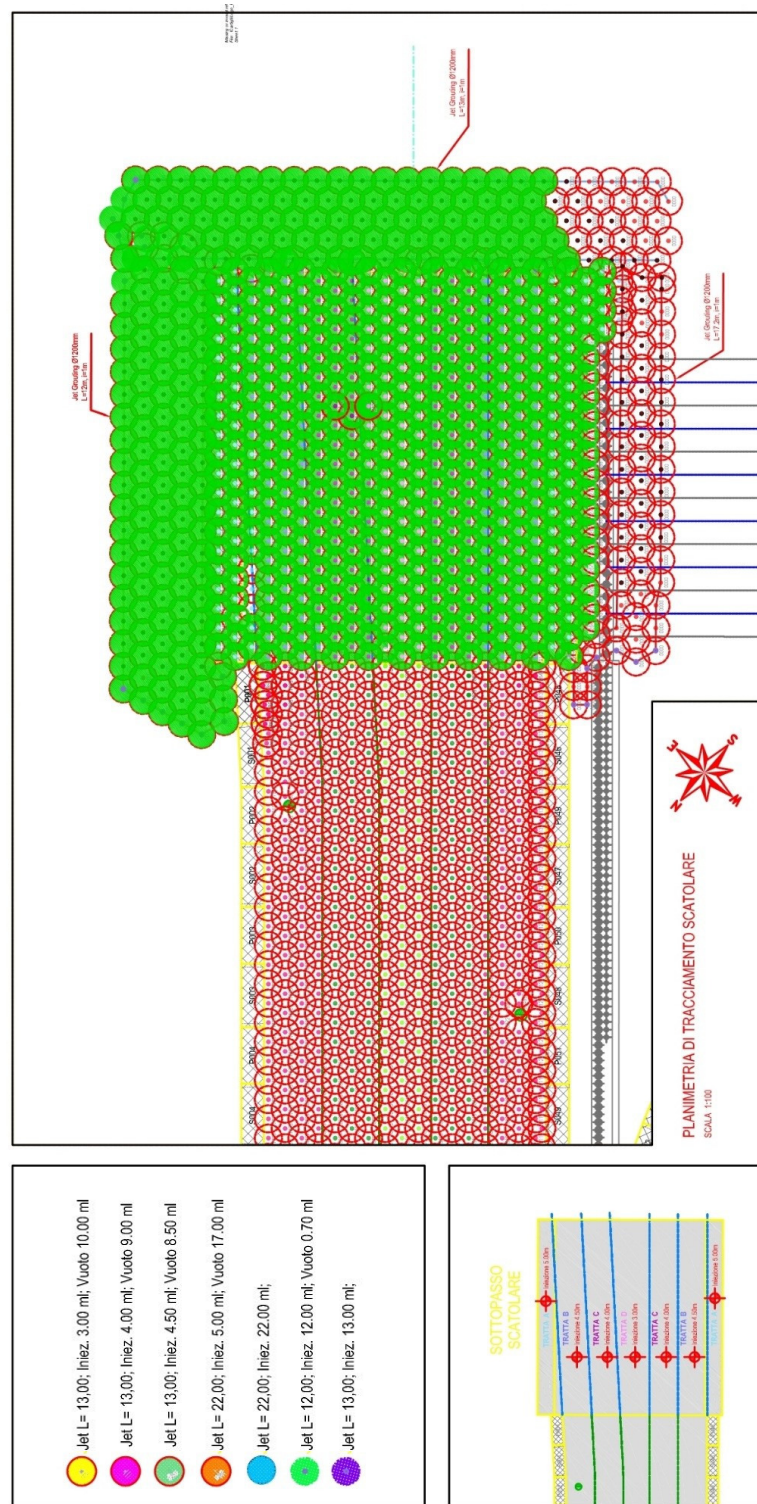
Esclusioni di pannelli non collaudati

Come riportato nel Certificato di idoneità statica, non è stato possibile realizzare le prove integrative per i pannelli dei diaframmi: P045 e P047.

Per tali pannelli in sede esecutiva dovranno eseguirsi prove integrative su calcestruzzo su realizzate mediante carotaggio.



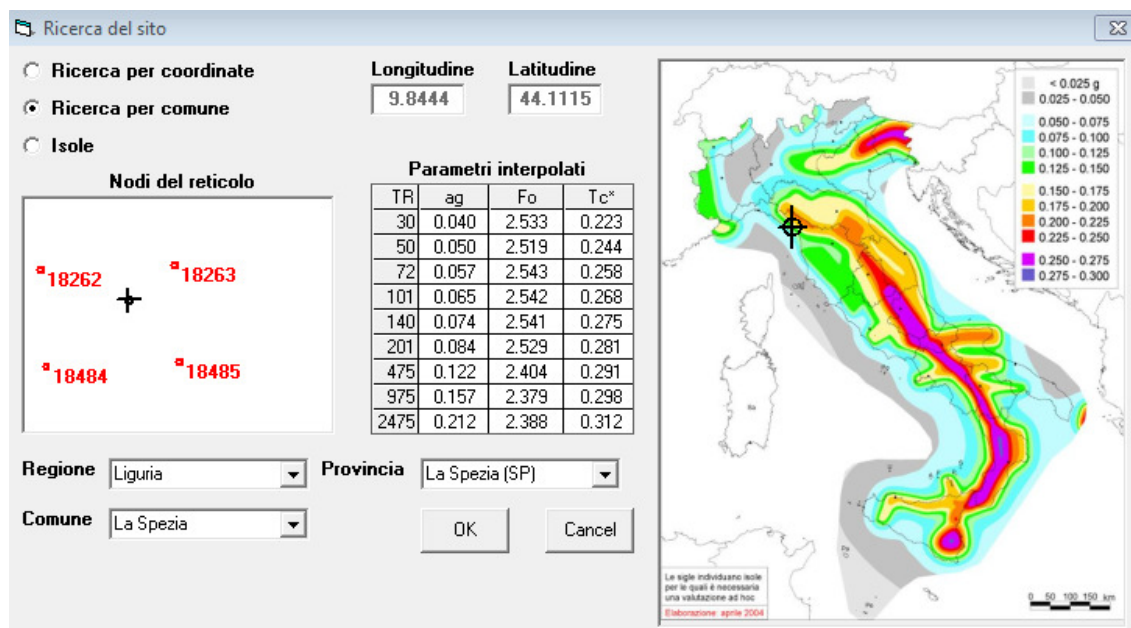
**Figura 8 – Galleria artificiale Fornaci II – Planimetria 1 di 2 – Tampone di fondo - Trattamento con Jet-grouting realizzato (Da As-Built)**



**Figura 9 – Galleria artificiale Fornaci II – Planimetria 2 di 2 – Tampone di fondo - Trattamento con Jet-grouting realizzato (Da As-Built)**

## 4. Caratterizzazione sismica

L'azione sismica di progetto, in accordo con il D.M.14/01/2008, deriva dalla pericolosità sismica di base del sito che viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A).



**Figura 1: Individuazione del sito di costruzione**

Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	$C_U = 1.5$
Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

L'accelerazione orizzontale massima al sito (su suolo rigido) risulta pari a:

$$a_g = 0.142g$$

Le condizioni locali del sito di costruzione dell'opera determinano:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S = 1.496$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1.000$

Tali coefficienti consentono di individuare l'accelerazione massima di progetto secondo la seguente espressione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.212g$$

## 5. Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione saranno impiegati calcestruzzo di classe C28/35 e acciaio per cemento armato tipo B450C.

Le caratteristiche assunte per i materiali sono riassunte nelle tabelle seguenti.

### 5.1 Calcestruzzo

#### Conglomerato cementizio classe C28/35

Peso specifico	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Resistenza cubica caratteristica a compressione: $R_{ck}$	35	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: $f_{ck}$	28	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: $\alpha_{cc}$	0.85	
Coefficiente di sicurezza: $\gamma_c$	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: $f_{cd}$	15.87	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: $E_{cm}$	32308	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	XC2	
Minimo contenuto in cemento	$\geq 280$	kg/m <sup>3</sup>
Massimo rapporto a/c	0.60	
Diametro massimo aggregato: $D_{max}$	20	mm
Consistenza (slump)	S4	(fluida)

### 5.2 Acciaio per armature ordinarie

#### Acciaio da cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk}$	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk}$	540	MPa
Deformazione ultima: $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	
Coefficiente di sicurezza: $\gamma_s$	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: $f_{yd}$	391.30	MPa
Modulo elastico di Young: $E_s$	210000	MPa



## 6. Criteri generali di progettazione

Nel presente paragrafo sono illustrati i criteri impiegati per il dimensionamento strutturale delle opere civili previste per la realizzazione della galleria artificiale in accordo con quanto specificato al cap. 4 del D.M.14/01/2008.

### 6.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

#### 6.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni nei confronti di sforzo normale e flessione, si adottano le seguenti ipotesi (par. 4.1.2.1.2 D.M.14/01/2008):

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

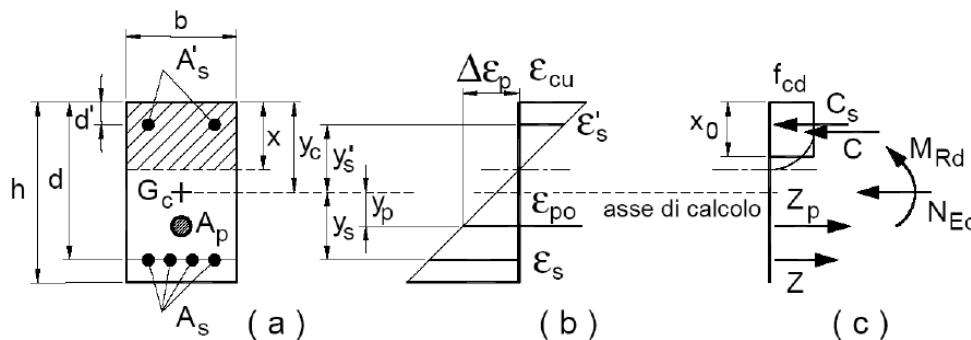


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Con riferimento alla sezione presso-inflessa, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

## 6.1.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Per la valutazione delle resistenze ultime nei confronti di sollecitazioni taglianti, si considera quanto segue (par. 4.1.2.3 D.M.14/01/2008):

### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  degli elementi strutturali sprovvisti di specifica armatura a taglio è stata valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a  $45^\circ$ . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

### Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è stata valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$VRd \geq VEd$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$VRsd = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s \cdot f_{yd}) \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

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

$$VRcd = 0.9 \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$VRd = \min (VRsd, VRcd)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in precedenza e inoltre si è posto:

$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive;
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ );
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a:
1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$
$2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_l = 0.9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0$$

## 6.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

### 6.2.1 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{aligned} \sigma_c < 0.60 f_{ck} & \quad \text{per combinazione caratteristica (rara)} \\ \sigma_c < 0.45 f_{ck} & \quad \text{per combinazione quasi permanente.} \end{aligned}$$

#### Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}.$$

### 6.2.2 Verifica di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.
- In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:
  - a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
  - b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente (Tab. 4.1.III D.M.14/01/2008):

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In riferimento alla possibile corrosione causata dalla carbonatazione la classe di esposizione da considerare per le strutture oggetto della presente relazione è la XC2: calcestruzzo bagnato e raramente asciutto (condizioni ambientali ordinarie).

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Gli acciai ordinari utilizzati nella Galleria Artificiale Fornaci 2 appartengono al secondo gruppo. Nella tabella seguente si riportano per completezza anche i limiti di apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature (Tab. 4.1.IV D.M.14/01/2008):

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

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

### 6.3 Verifica al sollevamento di fondo scavo (UPL)

Durante le fasi di scavo è necessario verificare che sussista un adeguato margine di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (\text{NTC 6.2.4})$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$  (NTC 6.2.5).

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

**Tabella 6.2.III** – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{inst,d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb,d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \text{ (NTC 6.2.6)}$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua.

Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.

**Tabella 6.2.IV** – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Si sottolinea che laddove il terreno abbia una bassa permeabilità e/o una significativa resistenza a taglio dovuta alla coesione, la crisi cambia da crisi per sifonamento a crisi per sollevamento in blocco, pertanto, con riferimento allo scavo in esame, si distinguono due casi:

	Verifica a sollevamento in blocco	Verifica a sifonamento
Terreno con bassa permeabilità e coesione elevate	Necessaria	Non necessaria
Terreno con elevata permeabilità	Non necessaria	Necessaria

Il terreno alla base dello scavo ha permeabilità da medie a molto elevate, pertanto, in assenza di tampone di fondo in jet grouting, o con tampone di fondo non efficace, occorre verificare il sifonamento. L'eventuale presenza di una limitata coesione può essere messa in conto nella verifica incrementando opportunamente il valore di  $\sigma_{stb,d}$ . In presenza di tampone di fondo efficace esso costituisce uno schermo impermeabile a breve termine, e tra l'altro dotato di elevata coesione per cementazione, pertanto occorre verificare il sollevamento in blocco.



## 6.4 Combinazione delle azioni

### 6.4.1 Combinazioni strutturali

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo con il par. 2.5.3 del D.M.14/01/2008.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

dove:

- $G_1$  è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- $G_2$  è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $Q$  sono le azioni variabili;
- $E$  sono le azioni sismiche;
- $A_d$  sono le azioni eccezionali;
- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni;
- $\psi_i$  sono i coefficienti di combinazione dei carichi variabili.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE			
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve $q_5$	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	$T_k$	0,6	0,6	0,5

## 6.4.2 Combinazioni geotecniche

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche, l'approccio è specificato per ogni tipo di struttura e di verifica, con riferimento alle tabelle sotto riportate:

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

1- Per le paratie si devono considerare entrambe le combinazioni A1-M1-R1 e A2-M2-R1.

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

2- La verifica di stabilità globale va fatta in A2-M2-R2.

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

3- La verifica di sollevamento fondo scavo va fatta invece con riferimento alla tabella sottostante 6.2.III.

**Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

## 7. Diaframmi

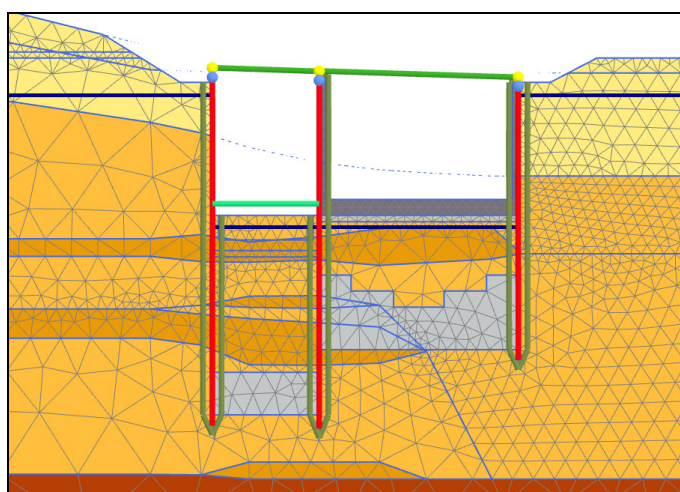
Nel presente capitolo si riportano il calcolo e le principali verifiche relative ai pannelli primari di diaframma della galleria artificiale Fornaci 2. I diaframmi in c.a. hanno sezione rettangolare di spessore variabile pari a 1.00 m e 1.20 m in funzione delle altezze di scavo e sono collegati rigidamente in testa ad un solettone in c.a. di spessore pari a 1.20 m.

### 7.1 Modello di calcolo

Le elaborazioni progettuali sulle sezioni di calcolo sono state effettuate con il software Plaxis 2D, programma ad elementi finiti per l'analisi 2D di interazione terreno-struttura, in grado di tenere conto delle caratteristiche di deformazione, stabilità e groundwater flow nei problemi di ingegneria geotecnica.

Il programma genera in maniera autonoma la mesh (con opzioni per raffittirla localmente). Le paratie sono modellate con elementi plate, aventi rigidezza flessionale. Il terreno può essere modellato attraverso vari modelli costitutivi: è possibile modellare il comportamento del terreno sia in condizioni non drenate (terreni coesivi) sia in condizioni drenate (terreni granulari). Il programma risolve il calcolo non lineare tramite un algoritmo che sceglie autonomamente i passi di calcolo, e che include il controllo arc-length; permette di modellare diversi tipi di carichi puntuali e distribuiti; inoltre l'opzione "staged construction" permette di modellare le differenti fasi di costruzione, attraverso l'attivazione o la disattivazione dei cluster di terreno.

Analisi di consolidazione (con decadimento delle sovrappressioni neutre) e di computazione del fattore di sicurezza alla stabilità globale (attraverso l'opzione c-phi reduction) possono essere condotte.



**Figura 2: Modello agli elementi finiti Plaxis2d**

## 7.2 Analisi dei carichi

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

### 7.2.1 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio degli elementi strutturali (solettone e diaframmi) è valutato in ragione di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 7.2.2 Carichi permanenti non strutturali (PERM)

Il carico permanente sul solettone di copertura è costituito dal peso del ricoprimento valutato in ragione di 19 kN/m<sup>3</sup>. L'altezza di ricoprimento è valutata a partire dalle sezioni di sistemazione superficiale.

### 7.2.3 Carichi variabili (VAR)

Si considera un sovraccarico accidentale dovuto ai carichi mobili pari a 20 kN/m<sup>2</sup> in accordo con il tracciato della viabilità definita a progetto.

### 7.2.4 Sisma (E)

Si considerano delle azioni orizzontali sismiche in accordo alla formula di Wood per strutture rigide completamente vincolate.

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Con:

$\alpha = 0,212g$ ;

$S = 1$ ;

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

$H = \text{altezza del paramento}$ .

7.3 Geotecnica

7.3.1 Generale

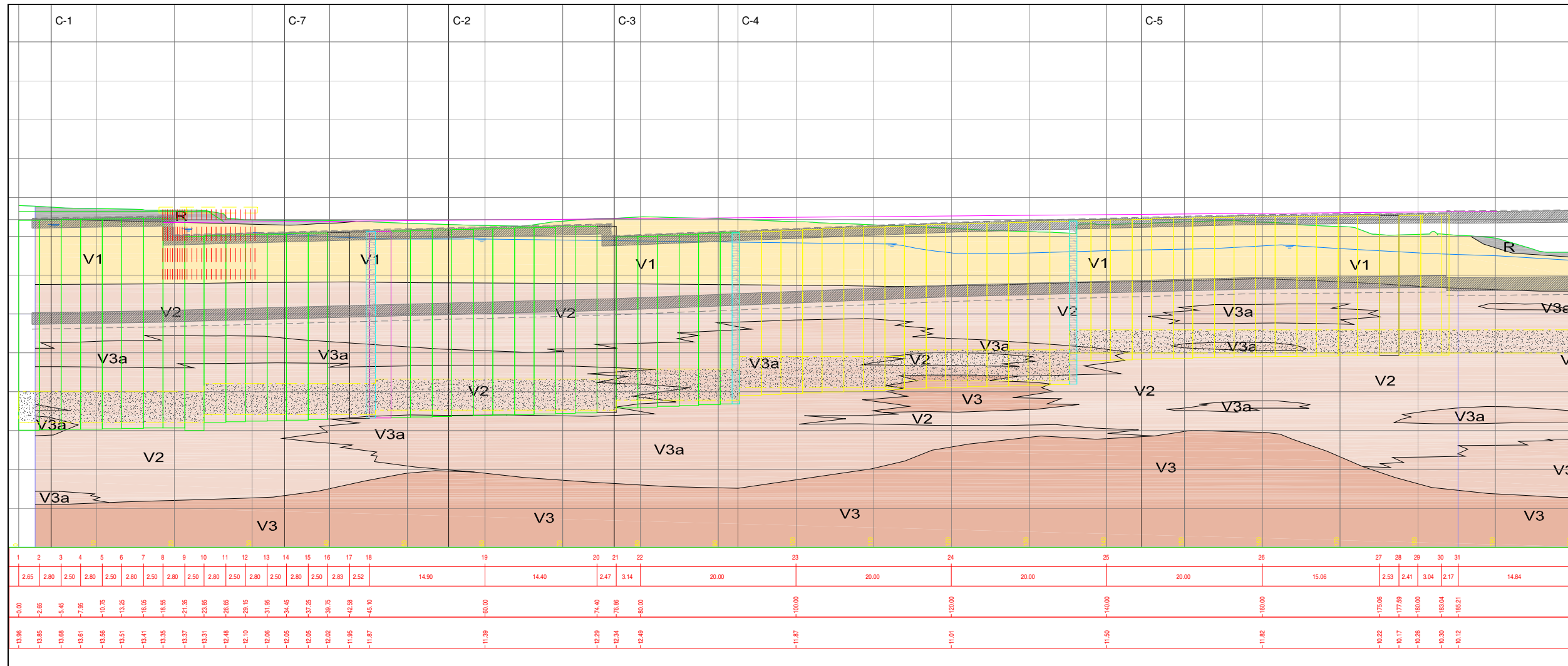


Figura 3: Sezione geotecnica longitudinale con traccia delle sezioni trasversali

Il profilo geotecnico si compone principalmente di Verrucano e sue alterazioni. Il Verrucano è costituito da un complesso debolmente stratificato con livelletti di arenaria quarzosa (anageniti) immersi o alternati a livelli limoso-sabbiosi (filladi). Esclusi i livelli più superficiali (V1), si presenta notevolmente addensato a prescindere dalla elevata componente terrigena.

V1 (giallo nei modelli Plaxis): Verrucano meteorizzato/ridepositato (Alluvioni corte): limi sabbioso-argillosi con clasti;

V2 (arancione chiaro nei modelli Plaxis): Verrucano alterato;

V3a (arancione nei modelli Plaxis): Verrucano quarzatico alterato: ghiaia e clasti quarzatici;

V3 (marrone nei modelli Plaxis): Verrucano compatto filladico.

### 7.3.2 Sezione W12 – C5

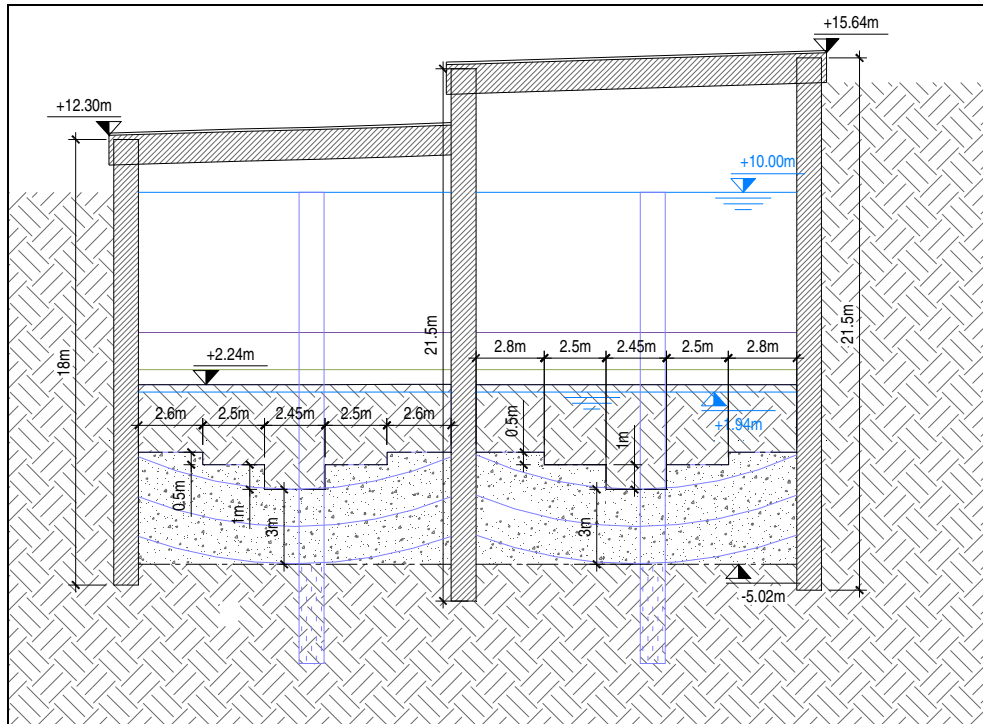


Figura 4: Sezione W12-C5

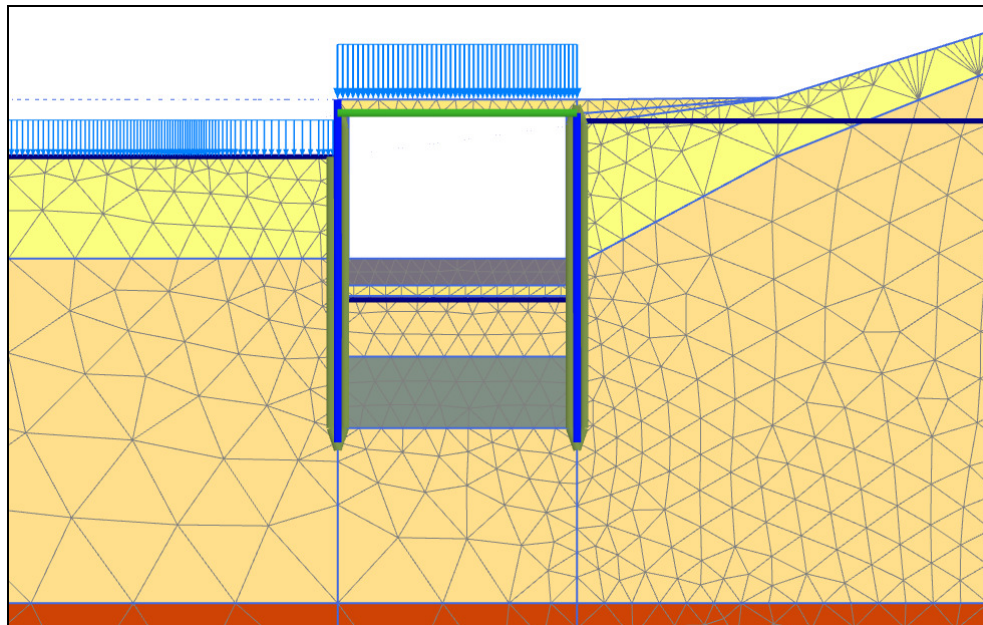
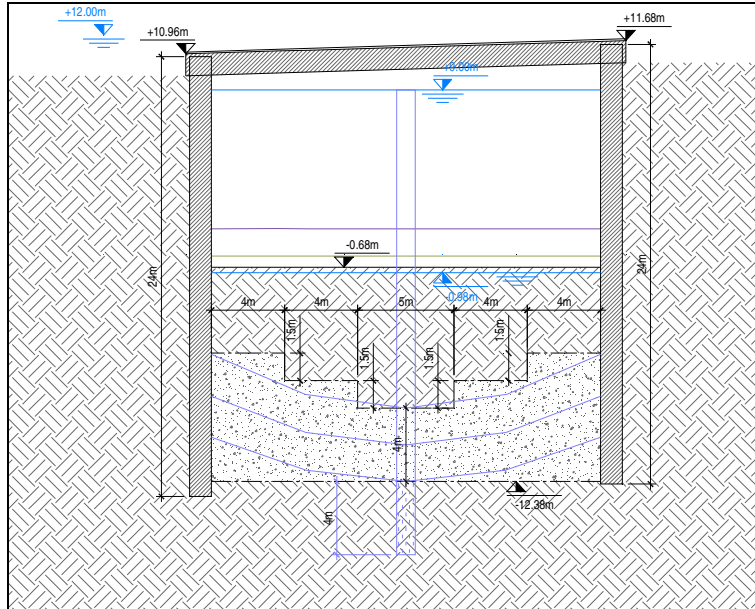
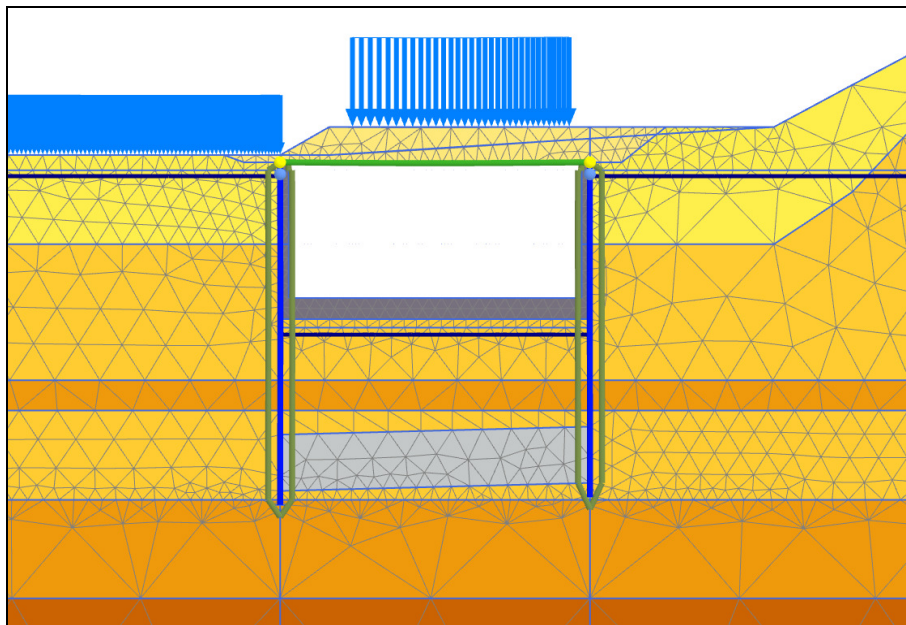


Figura 5: Sezione trasversale W12 – lato valle

**7.3.3 Sezione W6 - C2**



**Figura 6: Sezione W6-C2**



**Figura 7: Sezione trasversale W6**



### 7.3.4 Sezione W1 – C1

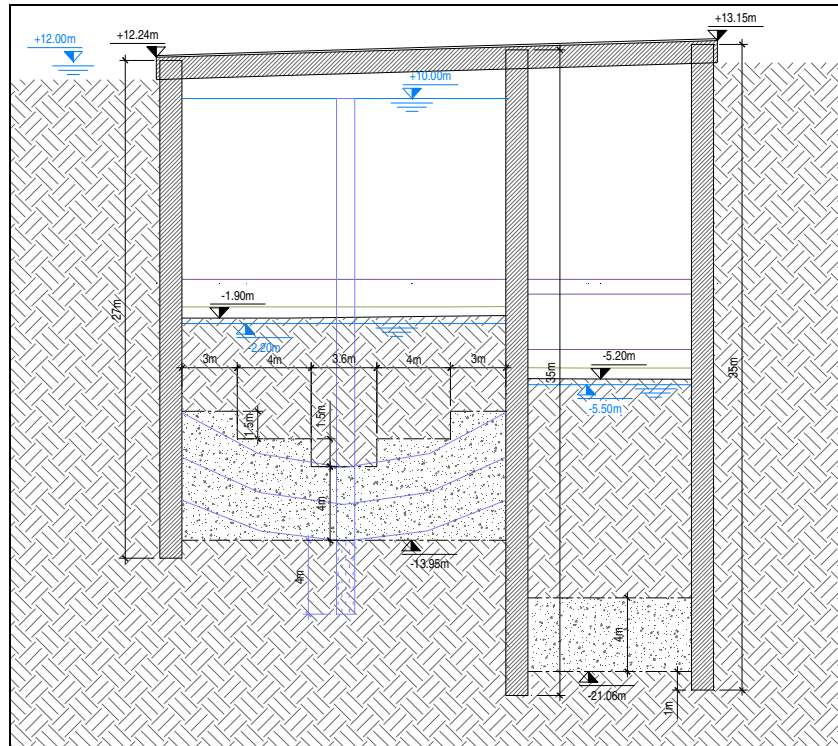


Figura 8: Sezione W1-C1

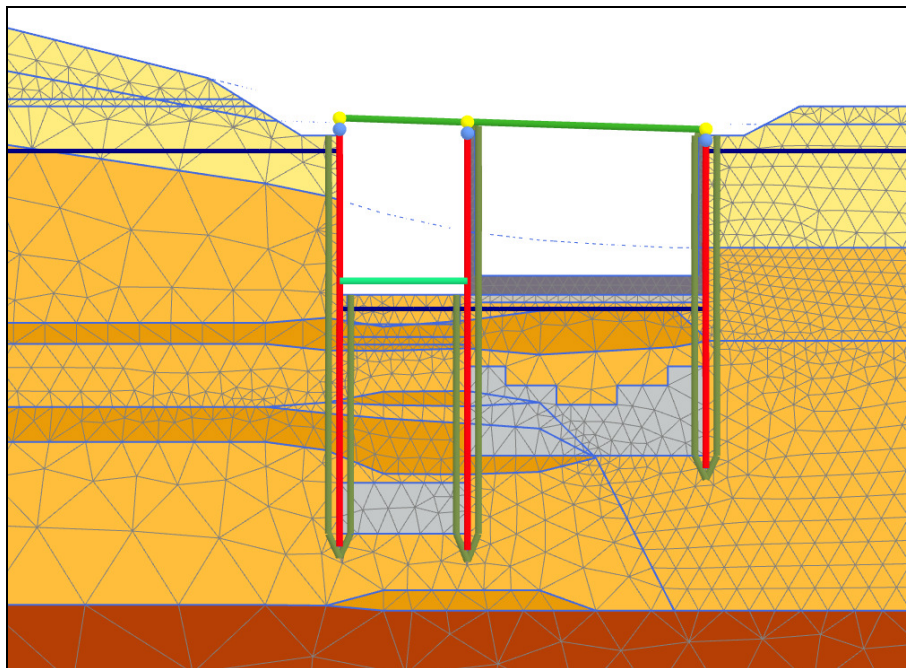


Figura 9: Sezione trasversale W1

Si assume un livello di falda pari a +10 per le fasi temporanee di scavo e +12 per le fasi a lungo termine.

Il modello costitutivo scelto per la definizione del terreno è Hardening Soil Small Strain. Nella tabella di seguito si riassumono i parametri di calcolo Plaxis per ogni unità.

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_0$ [-]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [deg]	$\nu$ [-]	$p_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_{0,ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$m$ [-]	$\gamma_{07}$ [-]	$E_{50,ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur,ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k$ [m/s]
V1	19	0,500	5	30	0,30	100	250.000	0,81	3,76E-05	22.000	66.000	5,00E-06
V1/V2	20	0,485	15	31	0,30	100	600.000	0,45	3,80E-05	50.000	150.000	5,00E-06
V3a	21	0,426	15	35	0,30	100	1.000.000	0,45	3,63E-05	80.000	240.000	1,00E-04
V3	22	0,293	40	45	0,30	100	1.250.000	0,45	3,63E-05	100.000	300.000	1,00E-04

**Figura 10: Parametri di calcolo geotecnici Plaxis 2d**

## 7.4 Strutture

I diaframmi sono stati caratterizzati come in Figura 11. Si ammette laddove necessario la plasticizzazione della sezione di testa: a tal proposito si è modellata la testa del diaframma con una cerniera plastica, in maniera che al raggiungimento del momento plastico il software tenga conto in maniera autonoma della redistribuzione del momento in pancia.

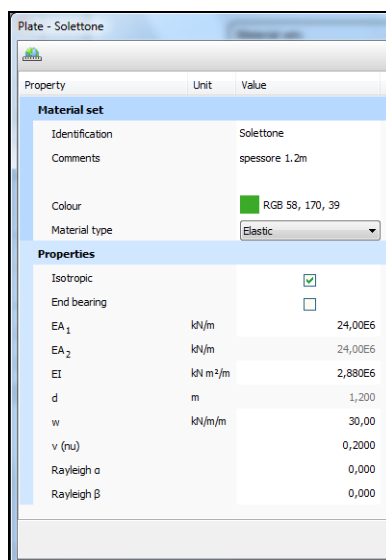
Property	Unit	Value
<b>Material set</b>		
Identification		DW 1200
Comments		
Colour		RGB 0, 17, 255
Material type		Elastic
<b>Properties</b>		
Isotropic		<input checked="" type="checkbox"/>
End bearing		<input type="checkbox"/>
EA <sub>1</sub>	kN/m	24,00E6
EA <sub>2</sub>	kN/m	24,00E6
EI	kN m <sup>2</sup> /m	2,880E6
d	m	1,200
w	kN/m/m	6,000
$\nu$ (nu)		0,2000
Rayleigh $\alpha$		0,000
Rayleigh $\beta$		0,000

Property	Unit	Value
<b>Material set</b>		
Identification		DW 1000
Comments		
Colour		RGB 0, 17, 255
Material type		Elastic
<b>Properties</b>		
Isotropic		<input checked="" type="checkbox"/>
End bearing		<input type="checkbox"/>
EA <sub>1</sub>	kN/m	20,00E6
EA <sub>2</sub>	kN/m	20,00E6
EI	kN m <sup>2</sup> /m	1,666E6
d	m	0,9998
w	kN/m/m	5,000
$\nu$ (nu)		0,2000
Rayleigh $\alpha$		0,000
Rayleigh $\beta$		0,000

**Figura 11: Parametri di calcolo strutturali diaframma 1200 e 1000**

Nei calcoli di stabilità globale l'intero diaframma è invece stato caratterizzato a comportamento elastoplastico per cogliere il reale coefficiente di sicurezza. Il solettone di copertura è stato modellato anch'esso come elemento plate, mentre il solettone di base e i rimpelli sono stati modellati come cluster.



**Figura 12: Parametri di calcolo strutturali solettone di testa**

Le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate tenendo conto di una riduzione al 70% dei parametri di resistenza relativi al terreno circostante.

## 7.5 Fasi costruttive

L'analisi condotta è di tipo "Staged construction" e consente di riprodurre la fasistica di costruzione dell'opera. Le fasi di calcolo per le sezioni a singolo foro sono elencate di seguito:

- Fase iniziale di generazione delle pressioni litostatiche;
- Plastic nil step;
- Prescavo ;
- Costruzione diaframmi e jet grouting;
- Costruzione solettone di testa;
- Scavo e aggotamento;
- Ricoprimento superiore in terra e rivestimento interno;
- Carico stradale;
- Carico laterale;
- Combo caratteristica a lungo termine;
- Combo frequente a lungo termine;
- Combo quasi permanente a lungo termine;
- Sisma + x Wood;

- Sisma –x Wood;
- C-phi reduction preparation;
- C-phi reduction.

Le fasi di calcolo per la sezione W1 sono elencate di seguito:

- Fase iniziale di generazione delle pressioni litostatiche;
- Plastic nil step;
- Prescavo ;
- Costruzione diaframmi e jet grouting;
- Costruzione solettone di testa;
- Scavo 1° vasca e aggettamento;
- Scavo 2° vasca e aggettamento;
- Rivestimento interno 1° vasca;
- Completamento dello scavo in 2° vasca;
- Rivestimento interno 2° vasca;
- Carico stradale;
- Carico laterale;
- Combo caratteristica a lungo termine;
- Combo frequente a lungo termine;
- Combo quasi permanente a lungo termine;
- Sisma + x Wood;
- Sisma –x Wood;
- C-phi reduction preparation;
- C-phi reduction.

Le stesse fasi sono riproposte nei modelli di calcolo agli SLU, impostati in DA1-1 (Combinazione A1-M1) e DA1-2 (Combinazione A2-M2)

Le sollecitazioni nel paragrafo seguente saranno illustrate solo per le combinazioni di carico critiche per le verifiche agli SLU e agli SLS. In particolare, la combinazione DA1-1 per quanto riguarda gli Stati Limite Ultimi, la combinazione caratteristica per gli SLS di limitazione tensionale e la combinazione Quasi Permanente per la valutazione della fessurazione.

I diagrammi di sollecitazione e le verifiche di cui sotto sono riportati con riferimento ad

un pannello primario (lunghezza 2,5m), poiché la quantità specifica di armatura per unità di lunghezza in esso presente è minore rispetto ai pannelli secondari. Nei pannelli secondari le verifiche saranno automaticamente soddisfatte.

## 7.6 Sollecitazioni

### 7.6.1 Sezione W12

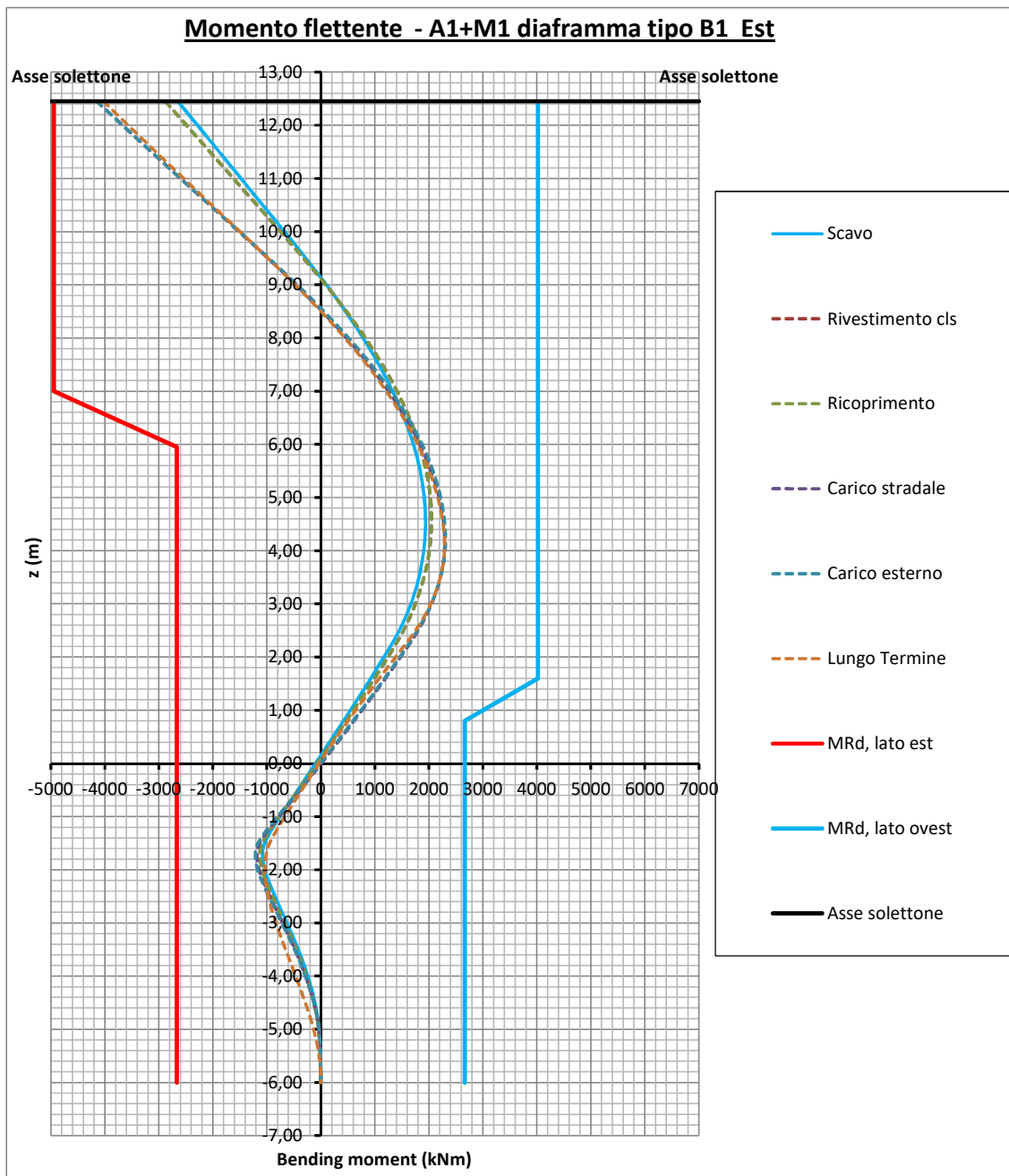
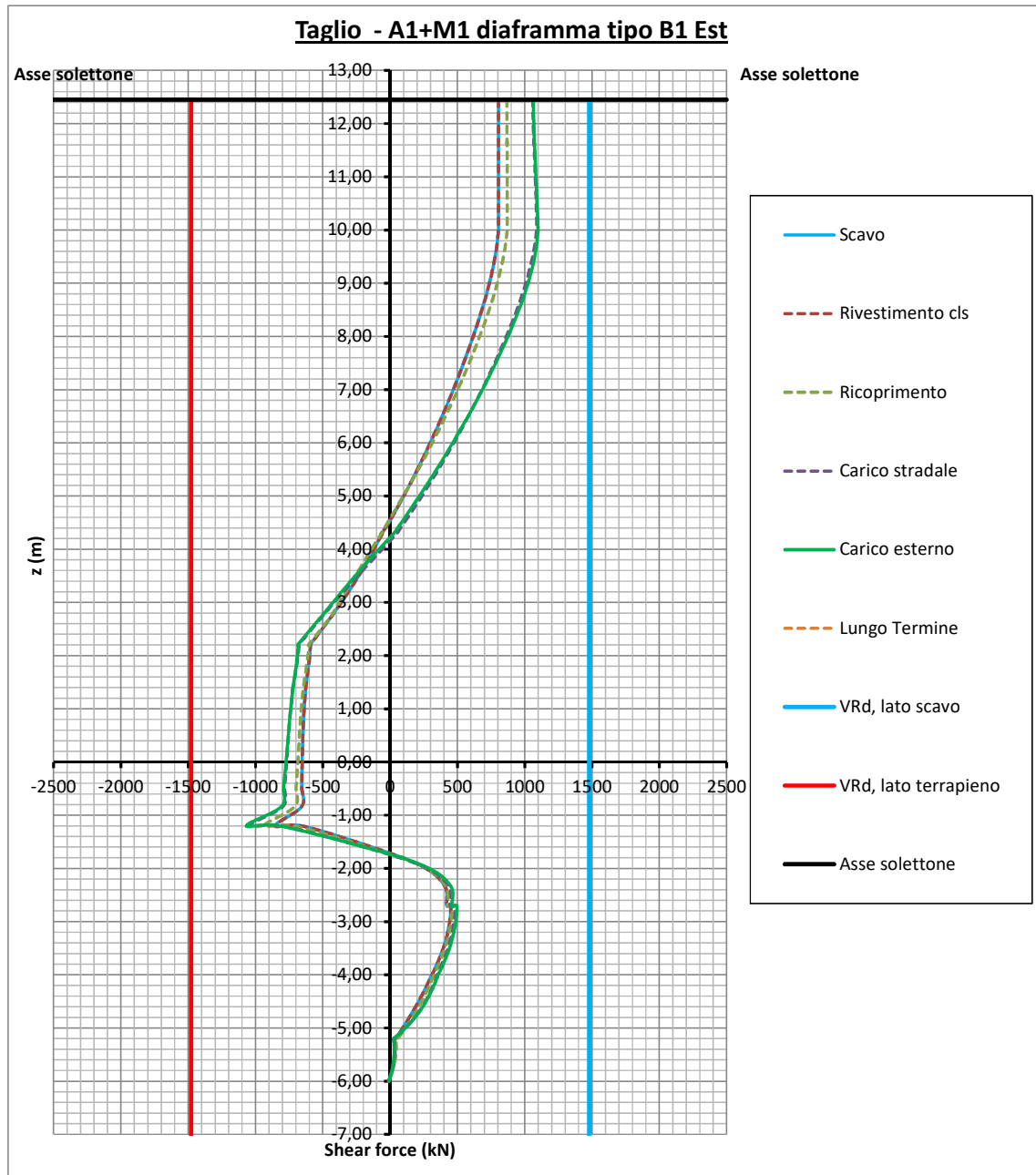
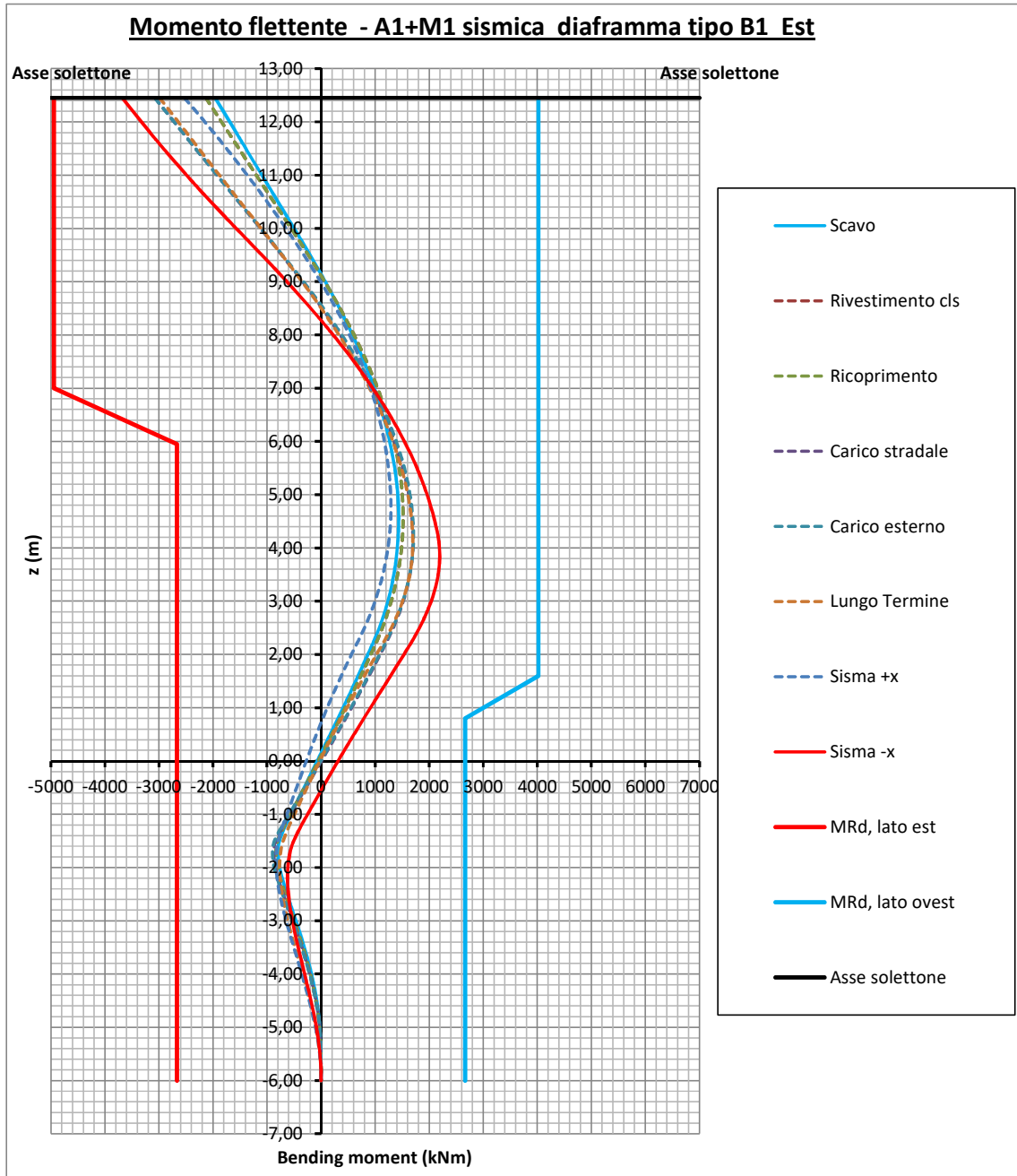


Figura 13: Diaframma B1 – Est A1M1





**Figura 15: Diaframma B1 – Est A1M1 sismica**



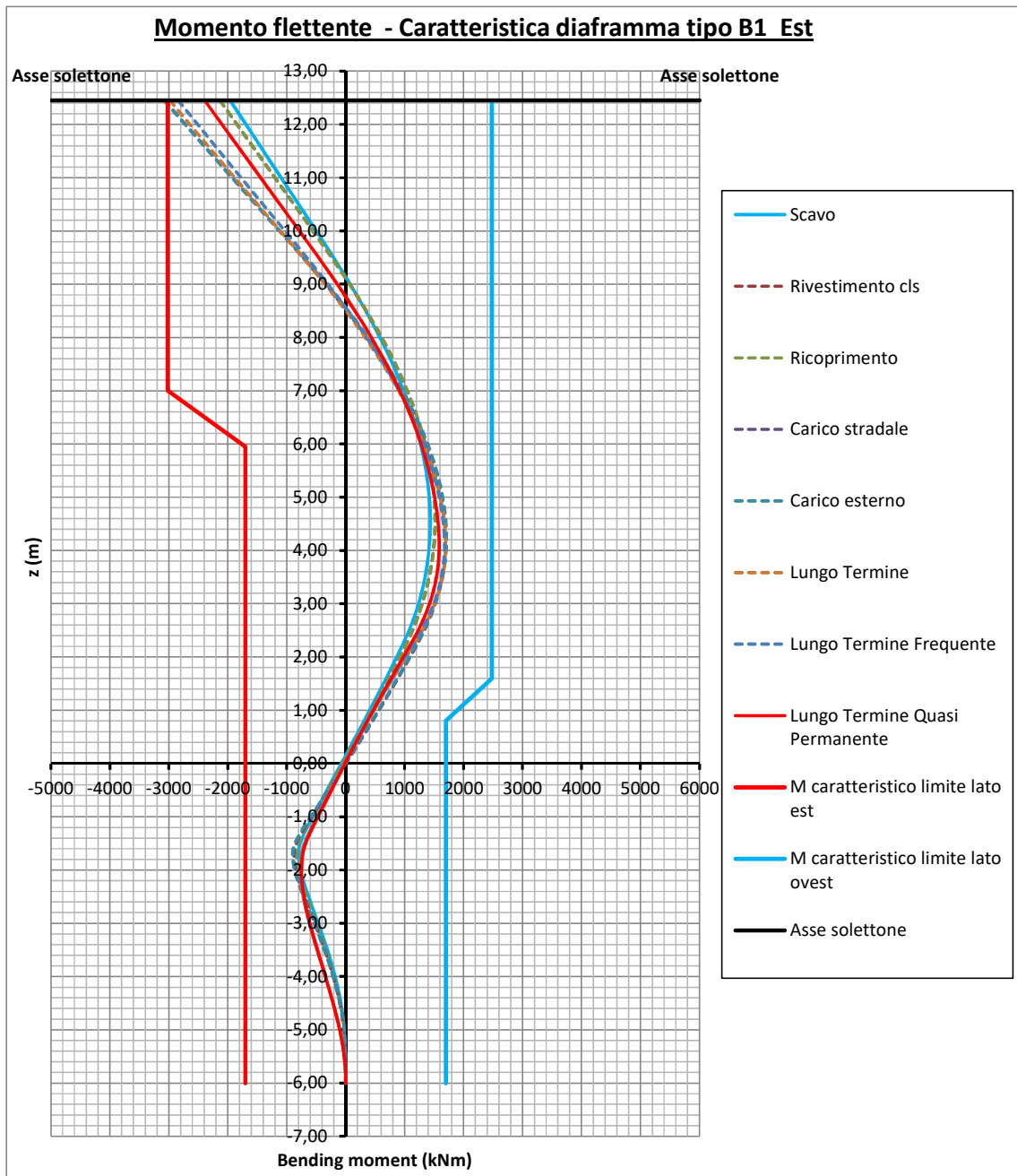
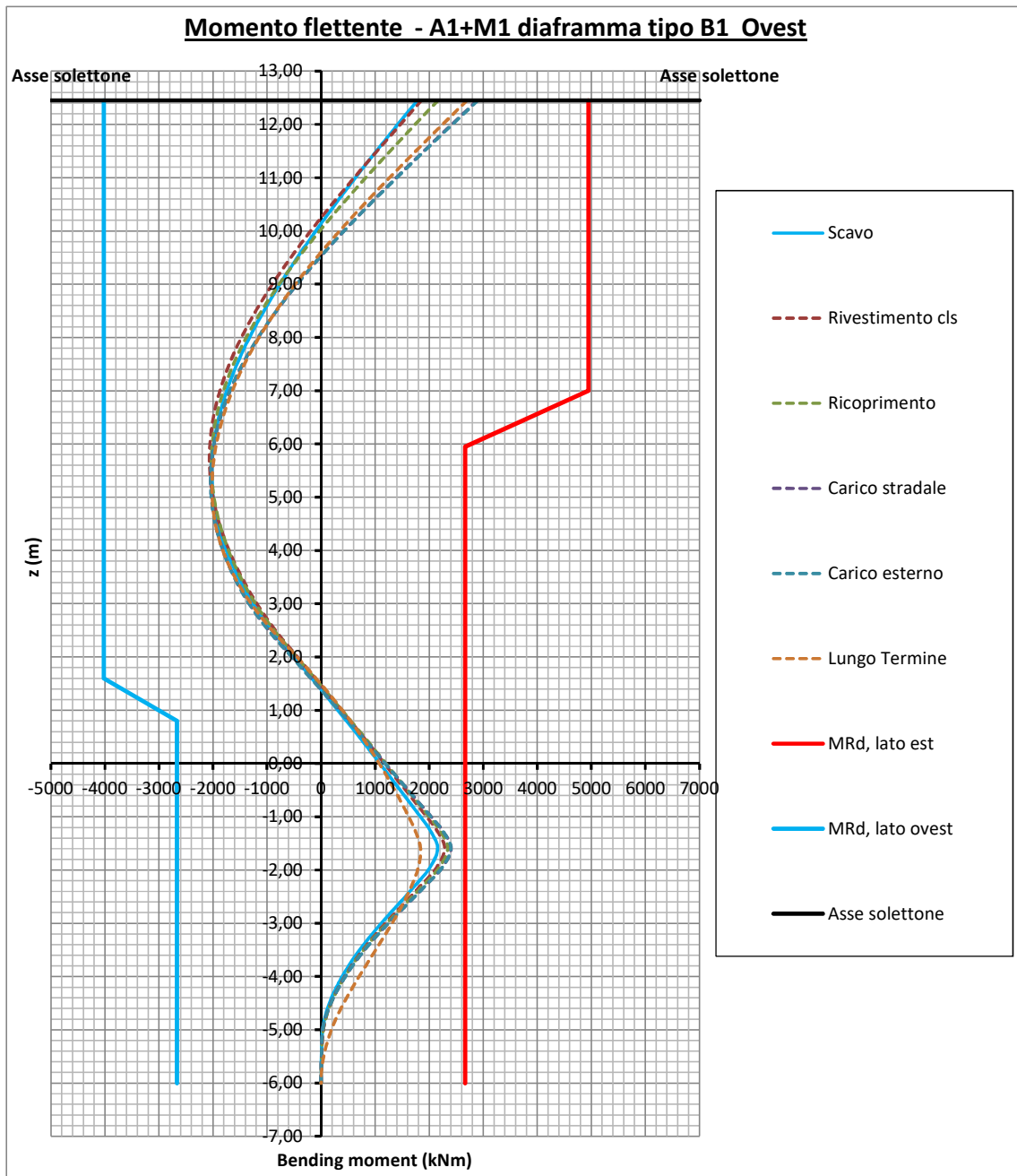
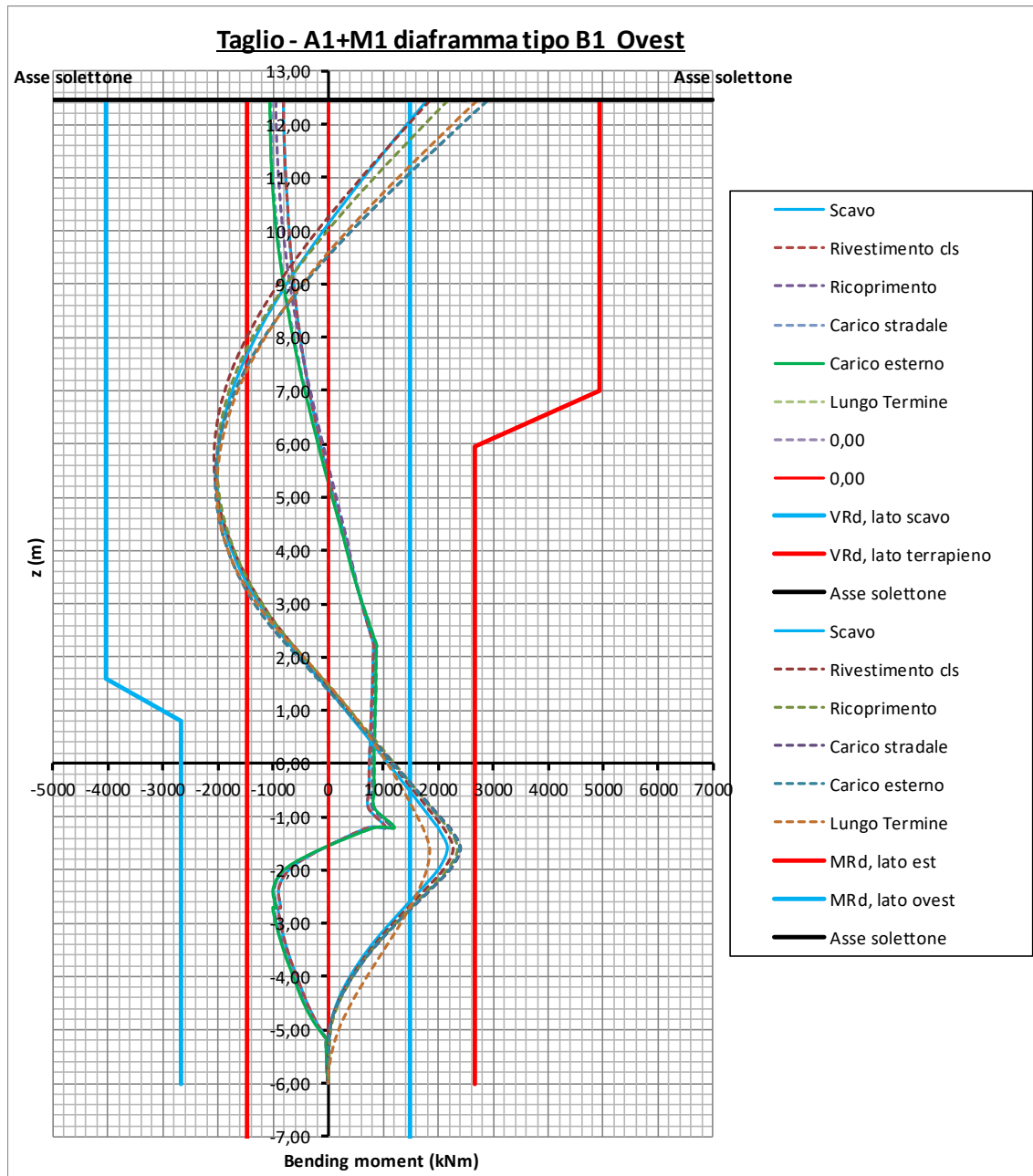


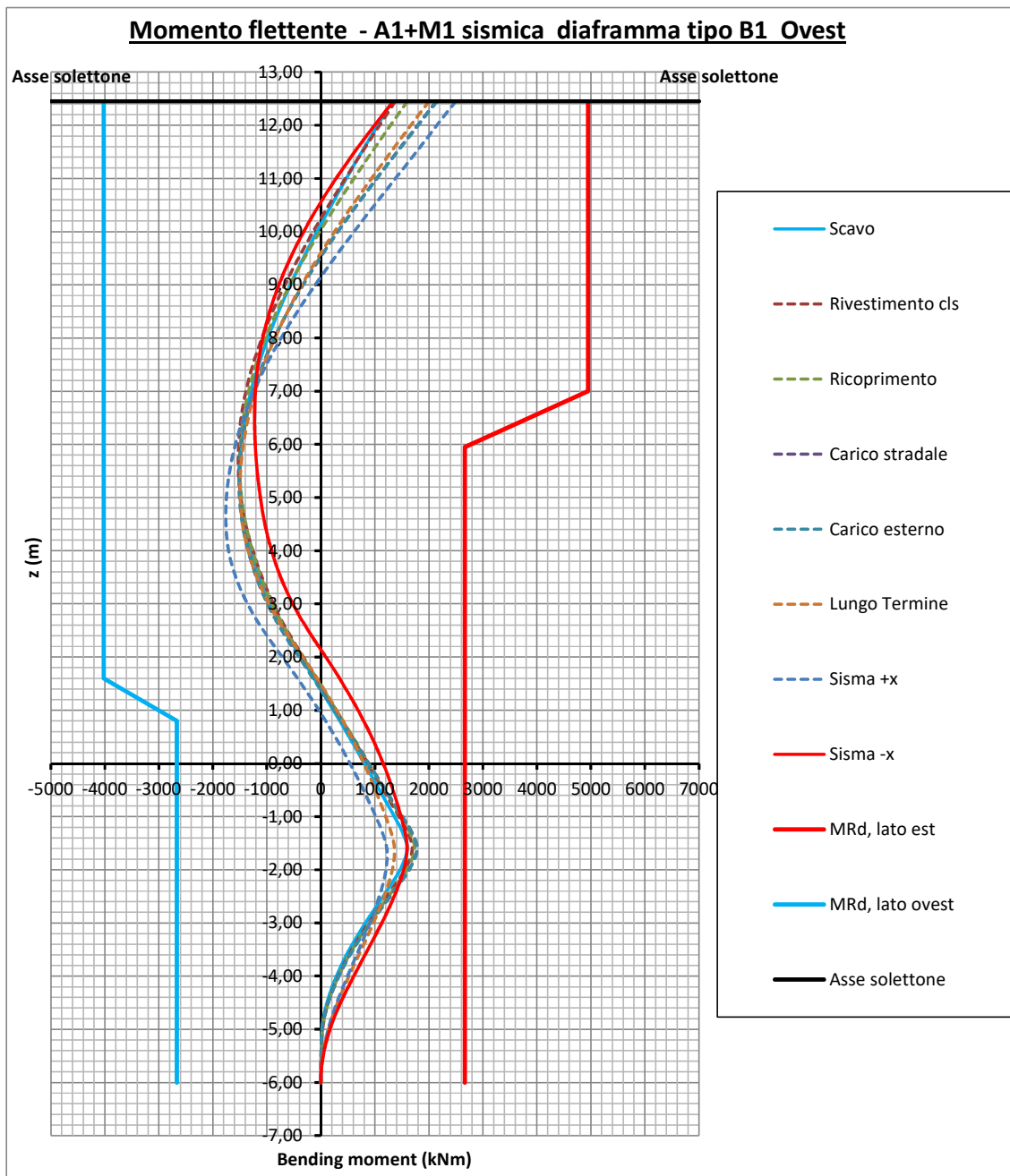
Figura 16: Diaframma B1 – Est Caratteristica



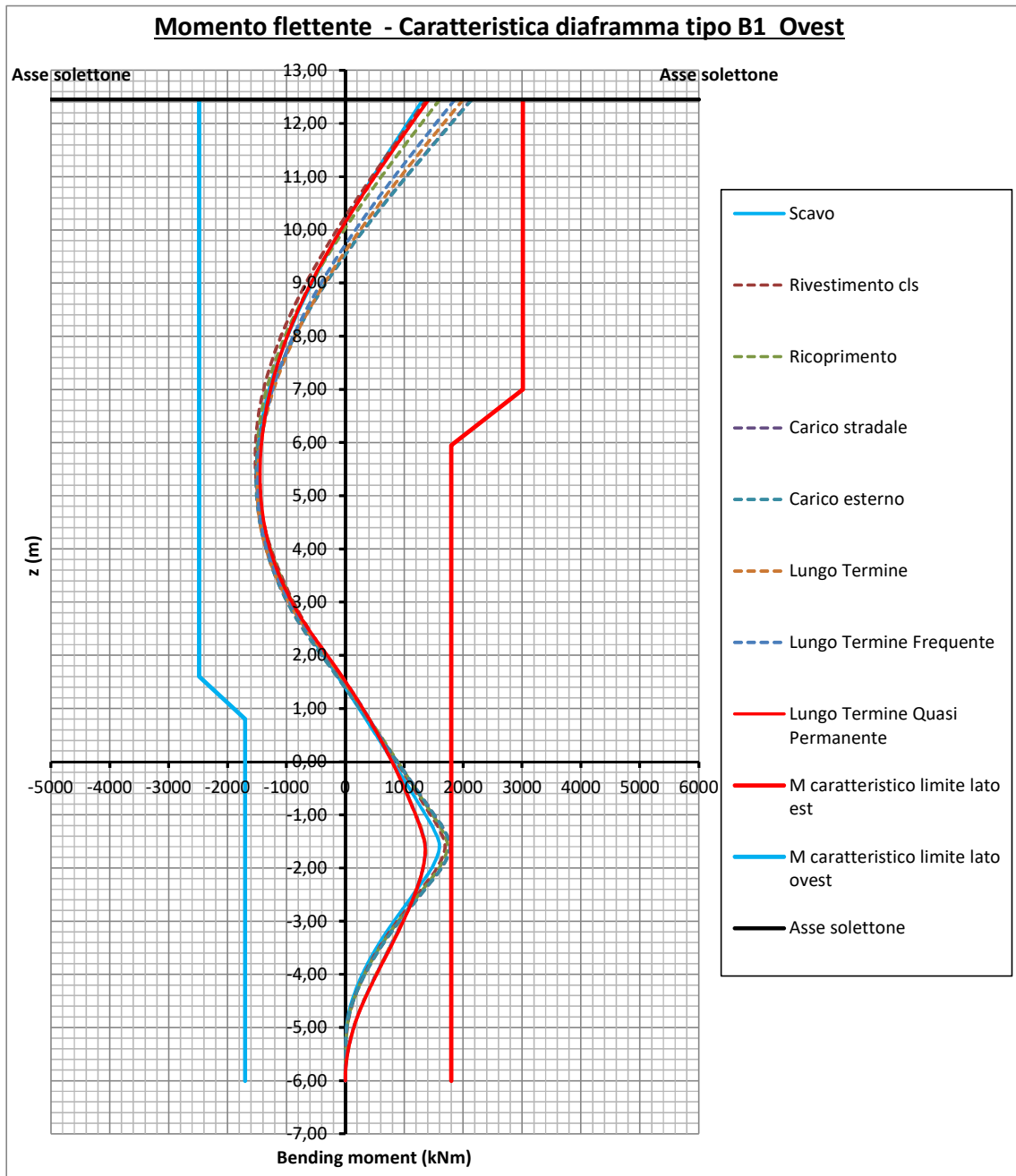
**Figura 17: Diaframma B1 – Ovest A1M1**



**Figura 18: Diaframma B1 – Ovest A1M1 - Taglio**

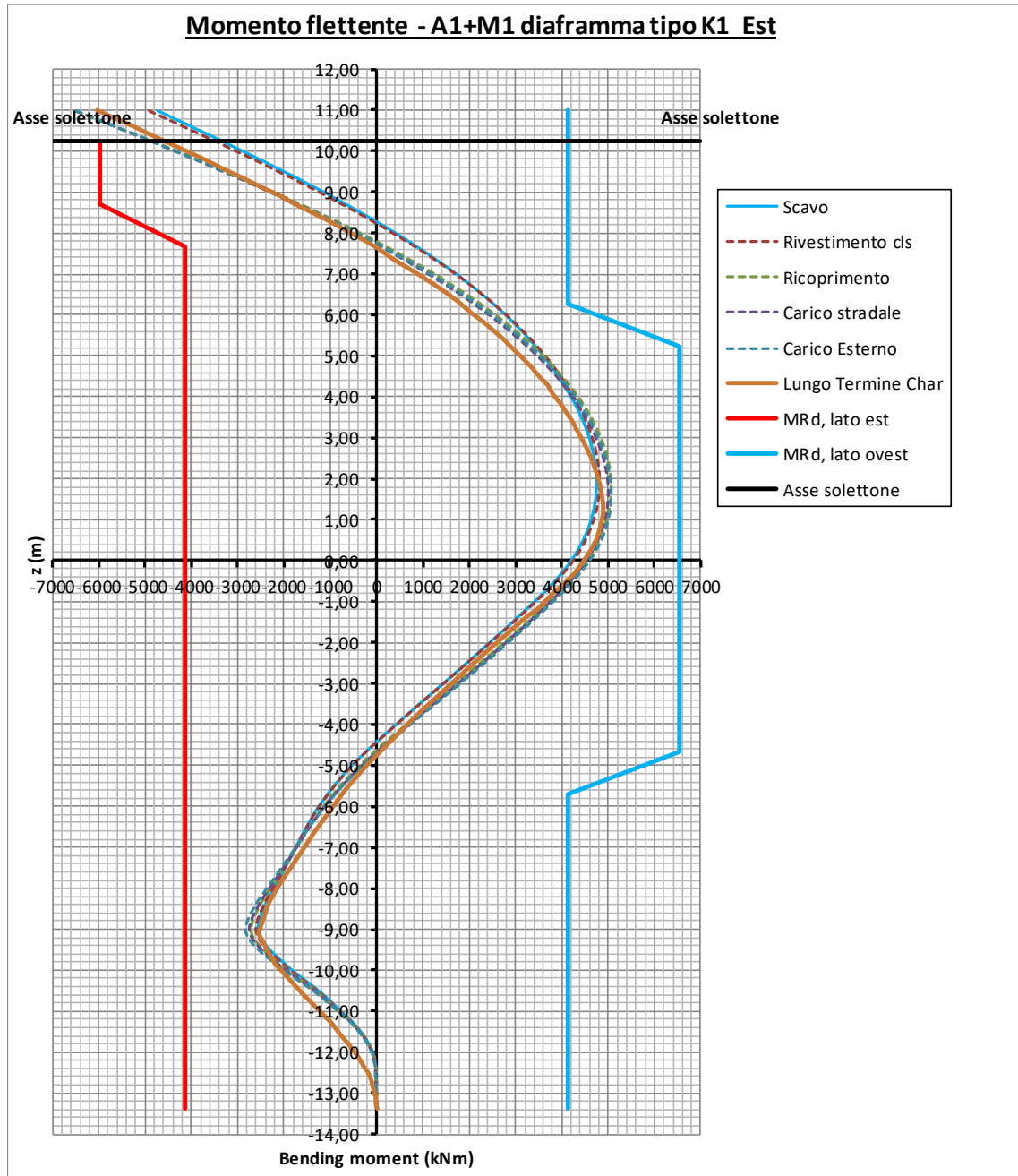


**Figura 19: Diaframma B1 – Ovest A1M1 sismica**

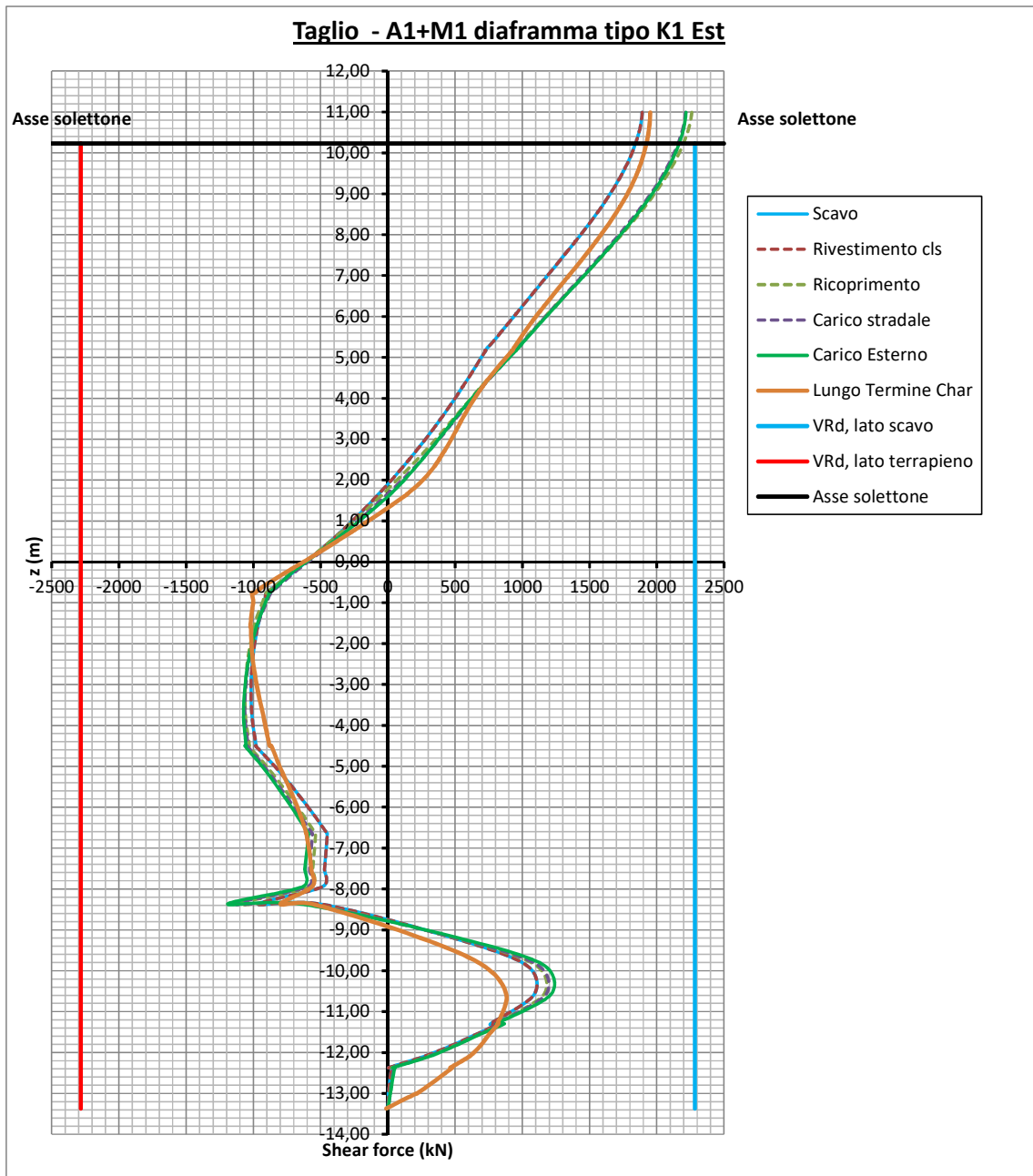


**Figura 20: Diaframma B1 – Ovest Caratteristica**

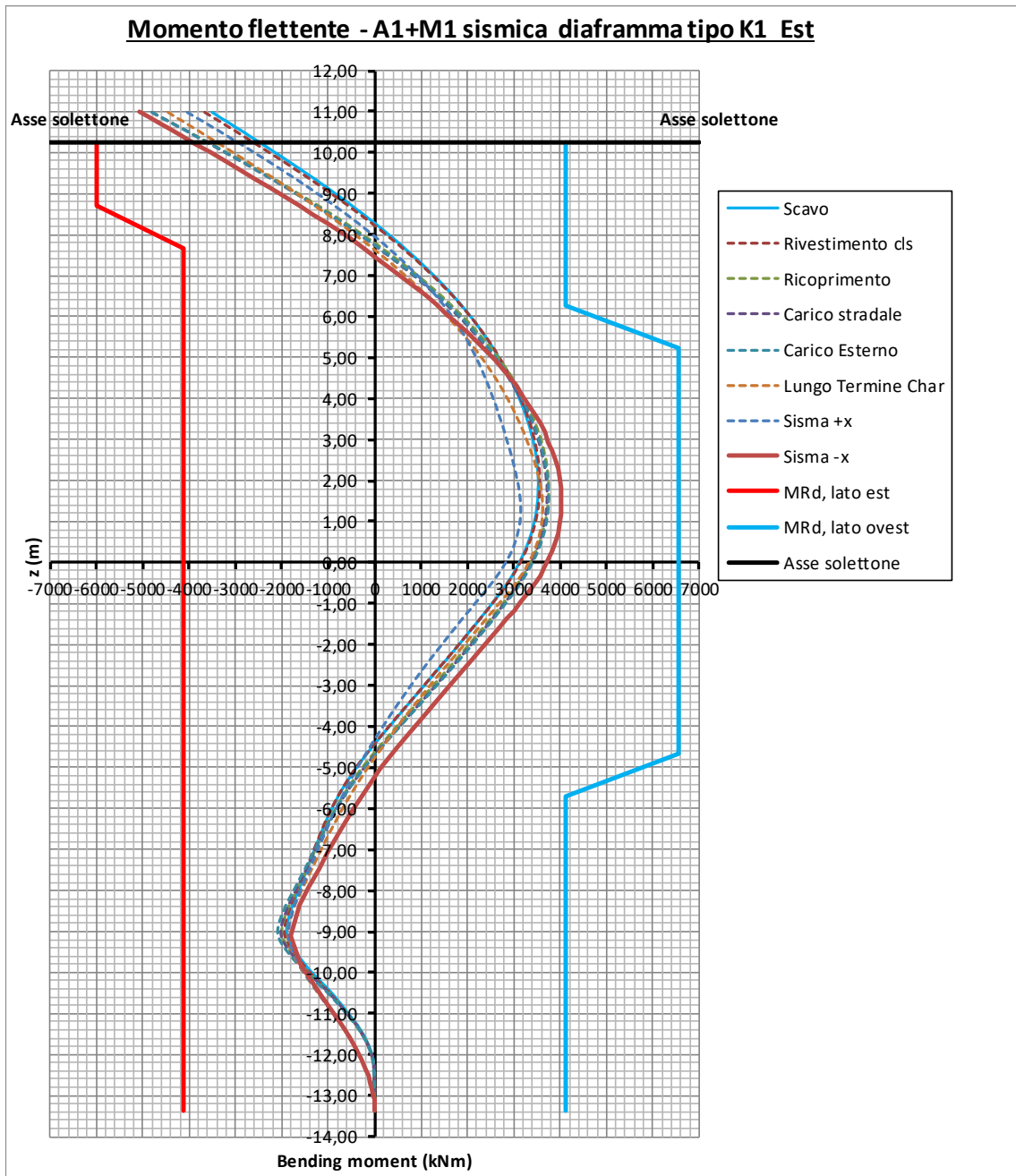
### 7.6.2 Sezione W6



**Figura 21: Diaframma K1 – Est A1M1**



**Figura 22: Diaframma K1 – Est A1M1 – Taglio**



**Figura 23: Diaframma K1 – Est A1M1 sismica**



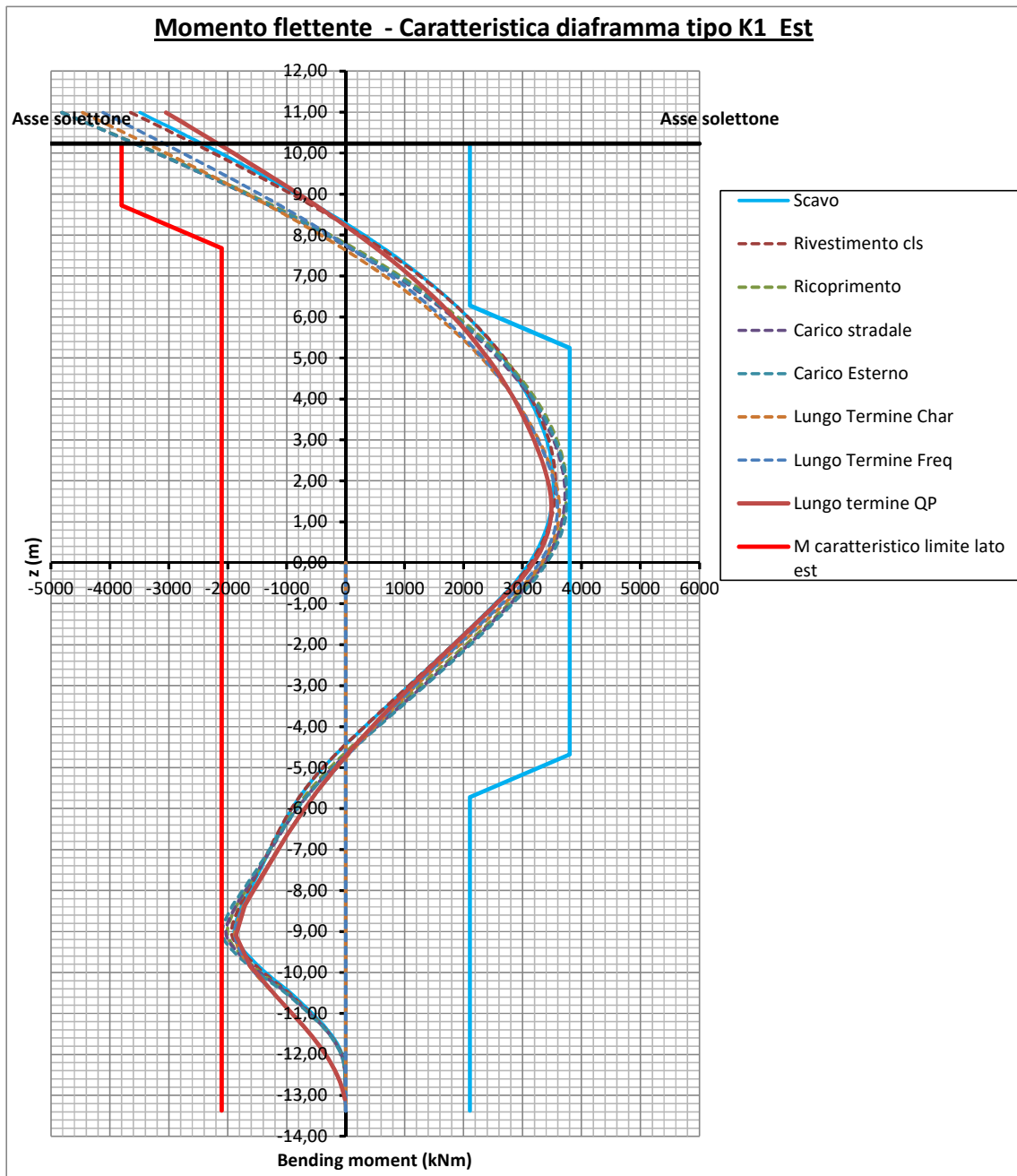
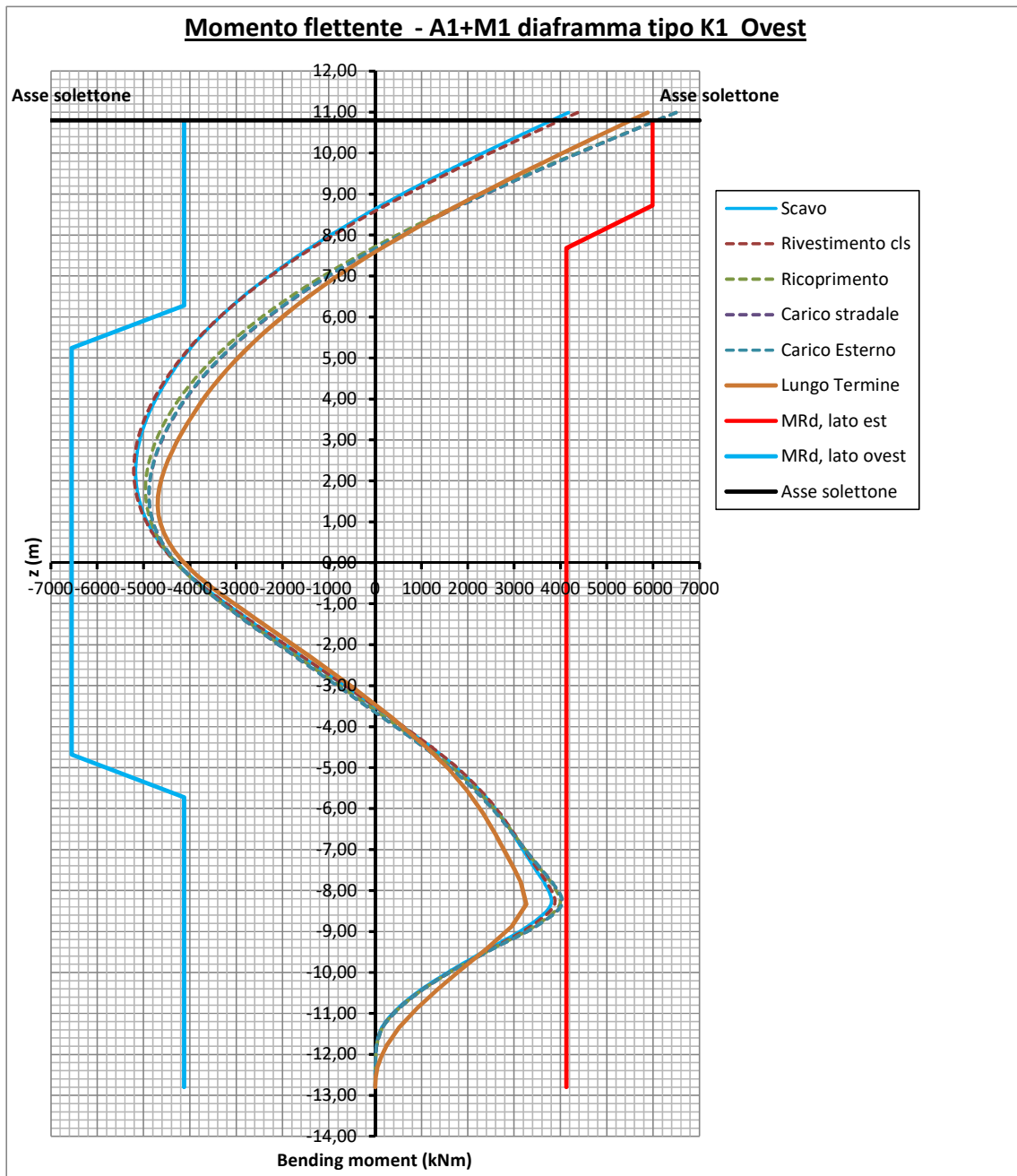
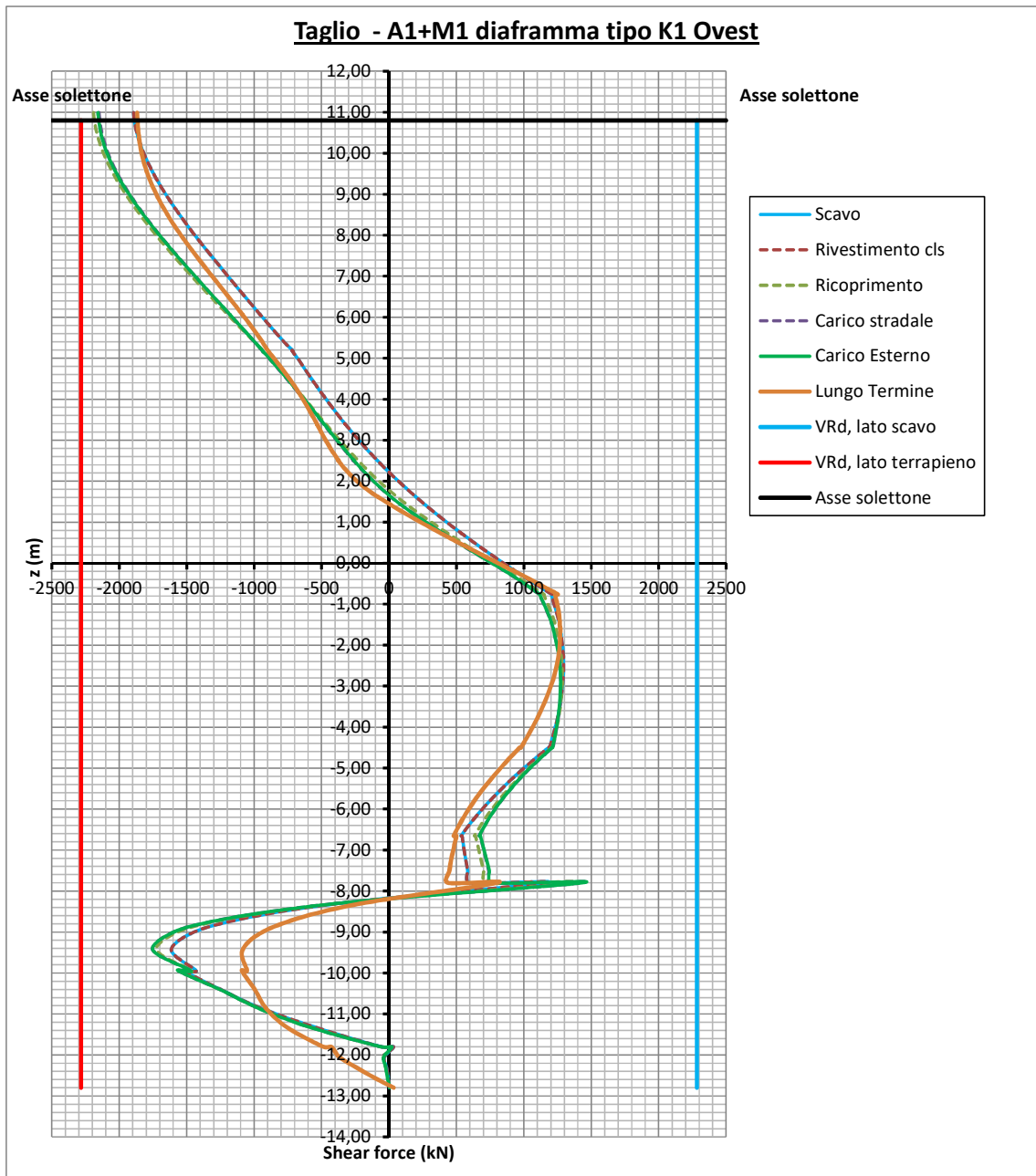


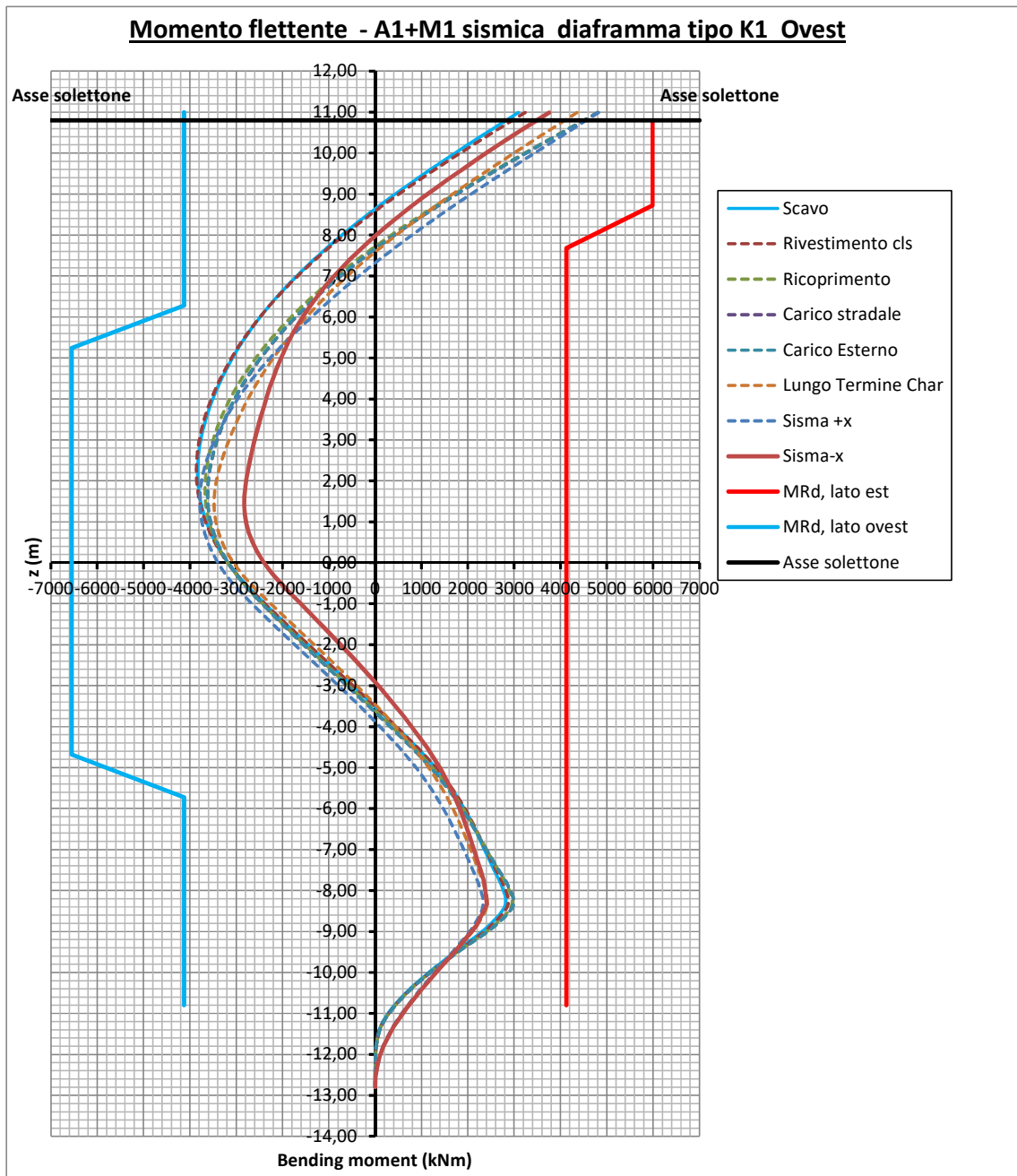
Figura 24: Diaframma K1 – Est Caratteristica



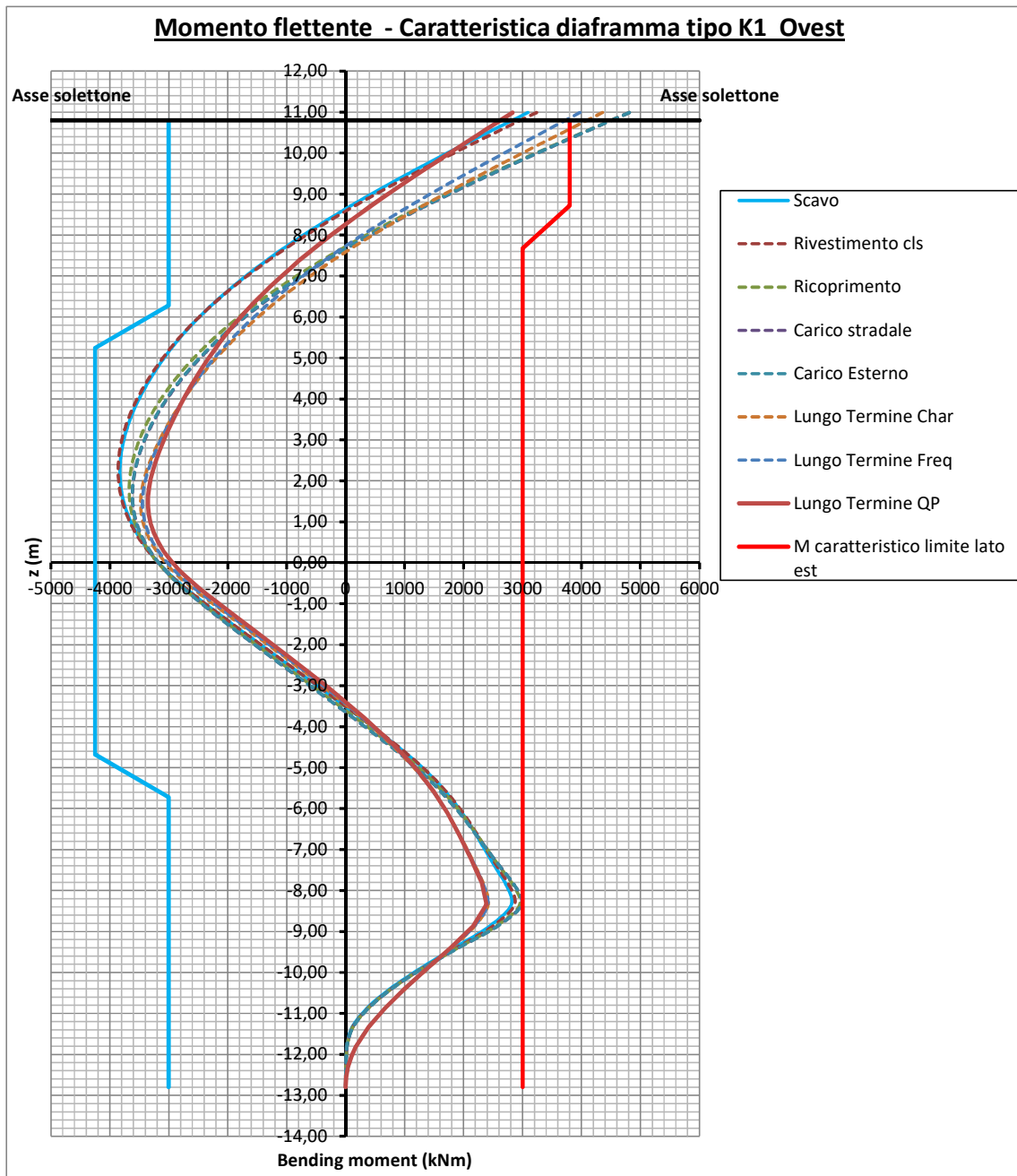
**Figura 25: Diaframma K1 – Ovest A1M1**



**Figura 26: Diaframma K1 – Ovest A1M1 - Taglio**

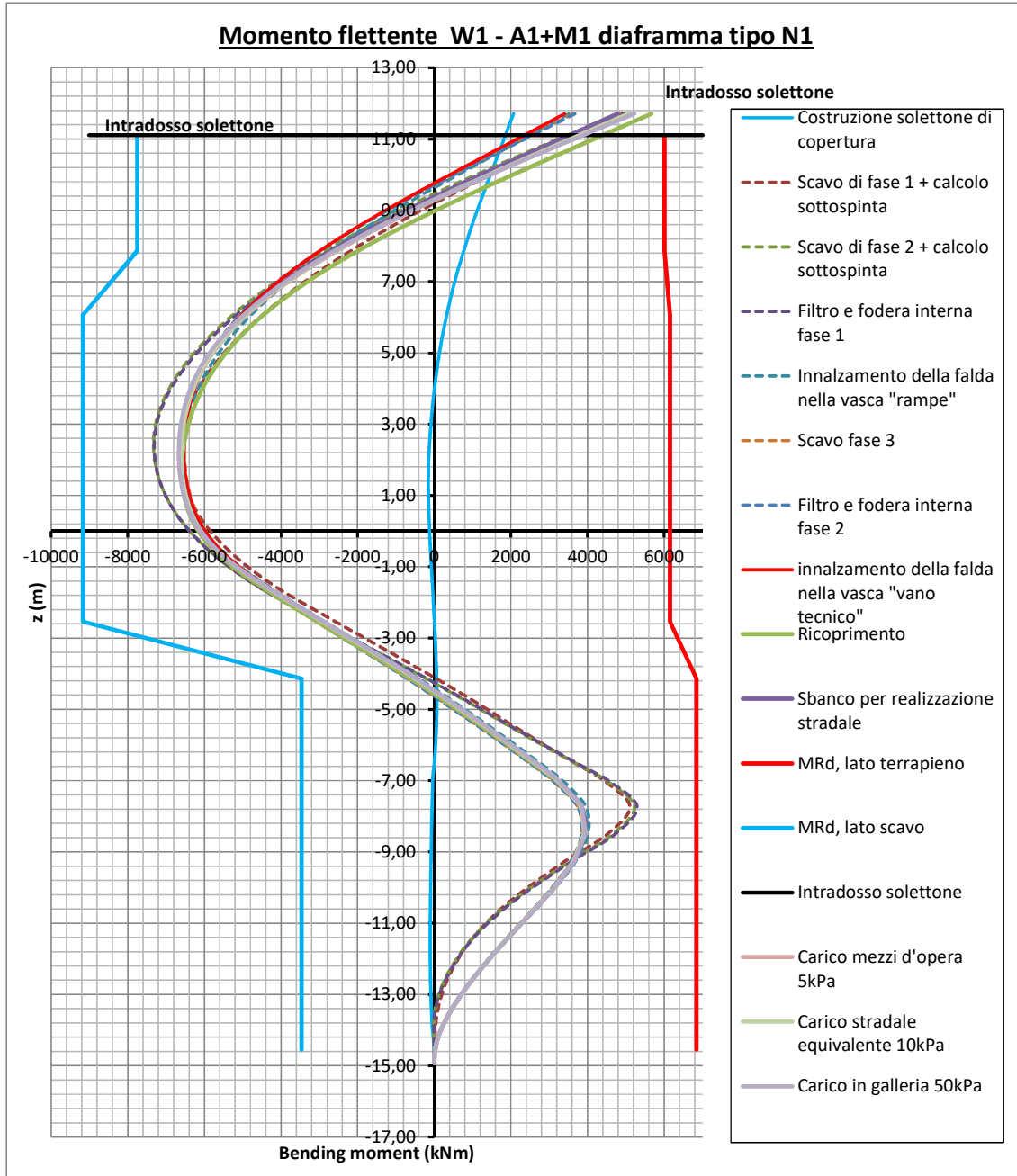


**Figura 27: Diaframma K1 – Ovest A1M1 sismica**

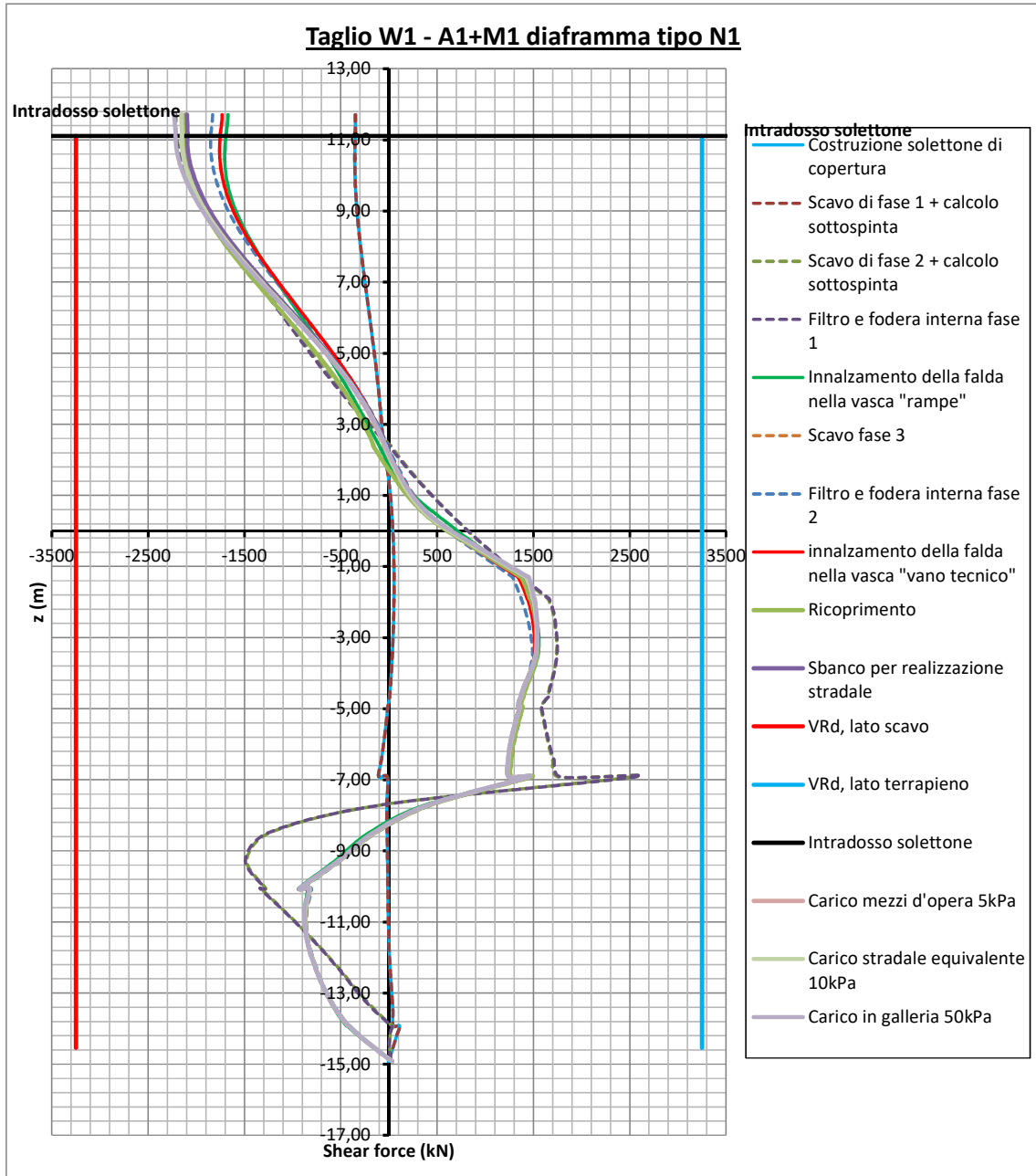


**Figura 28: Diaframma K1 – Ovest Caratteristica**

**7.6.3 Sezione W1**



**Figura 29: Diaframma N1 – Est A1M1**



**Figura 30: Diaframma N1 – Est A1M1 – Taglio**

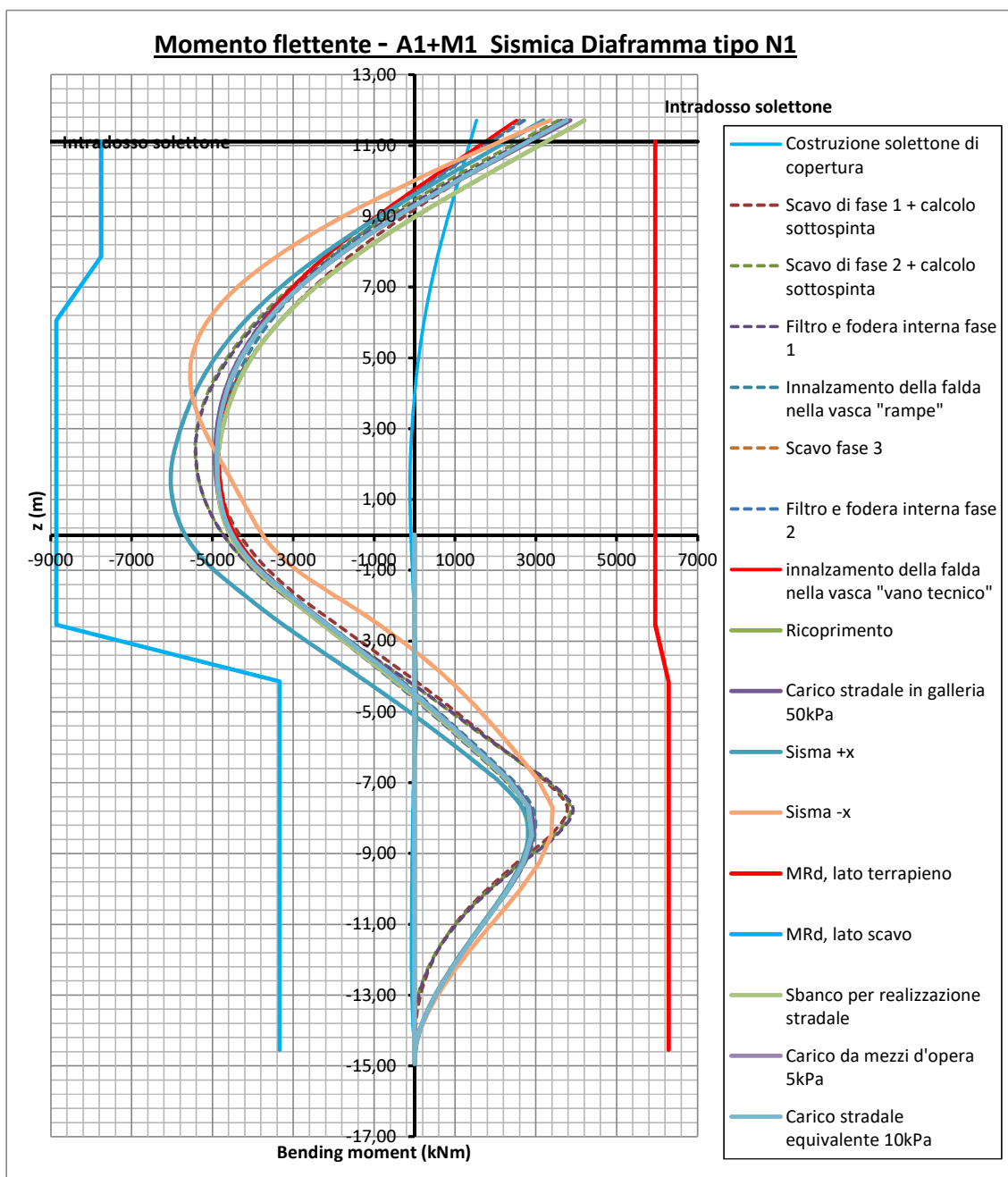


Figura 31: Diaframma N1 – Est A1M1 sismica



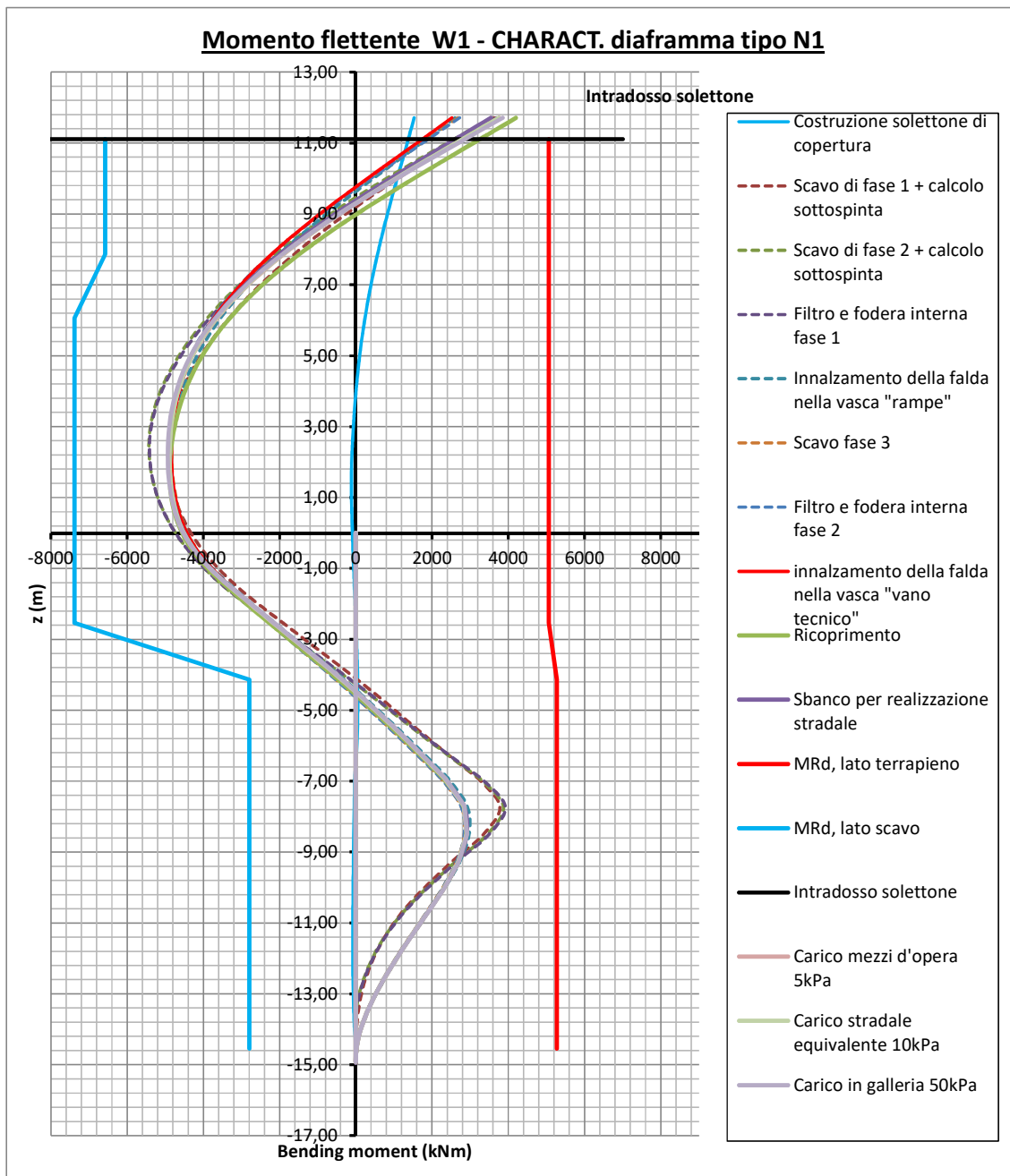
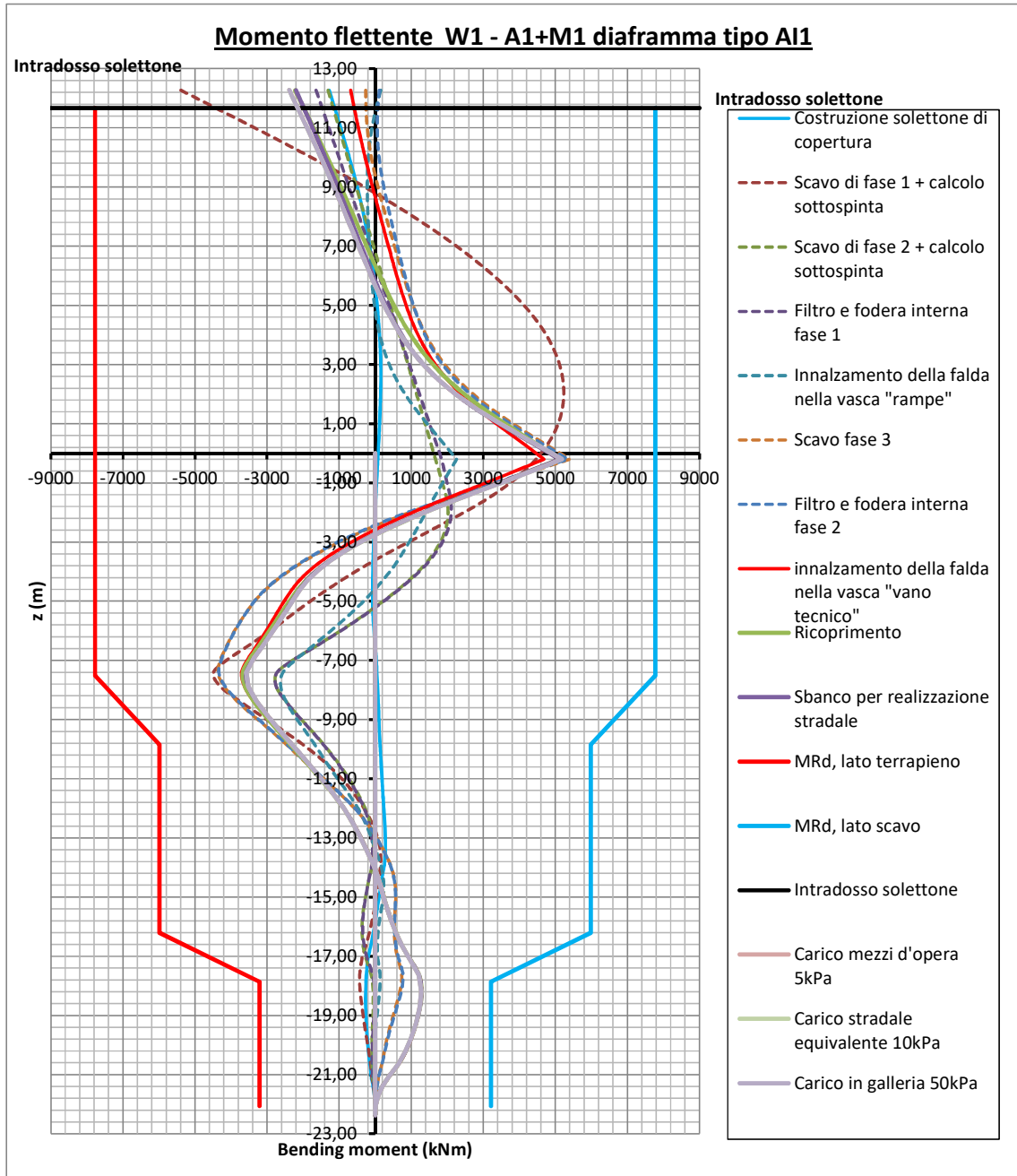
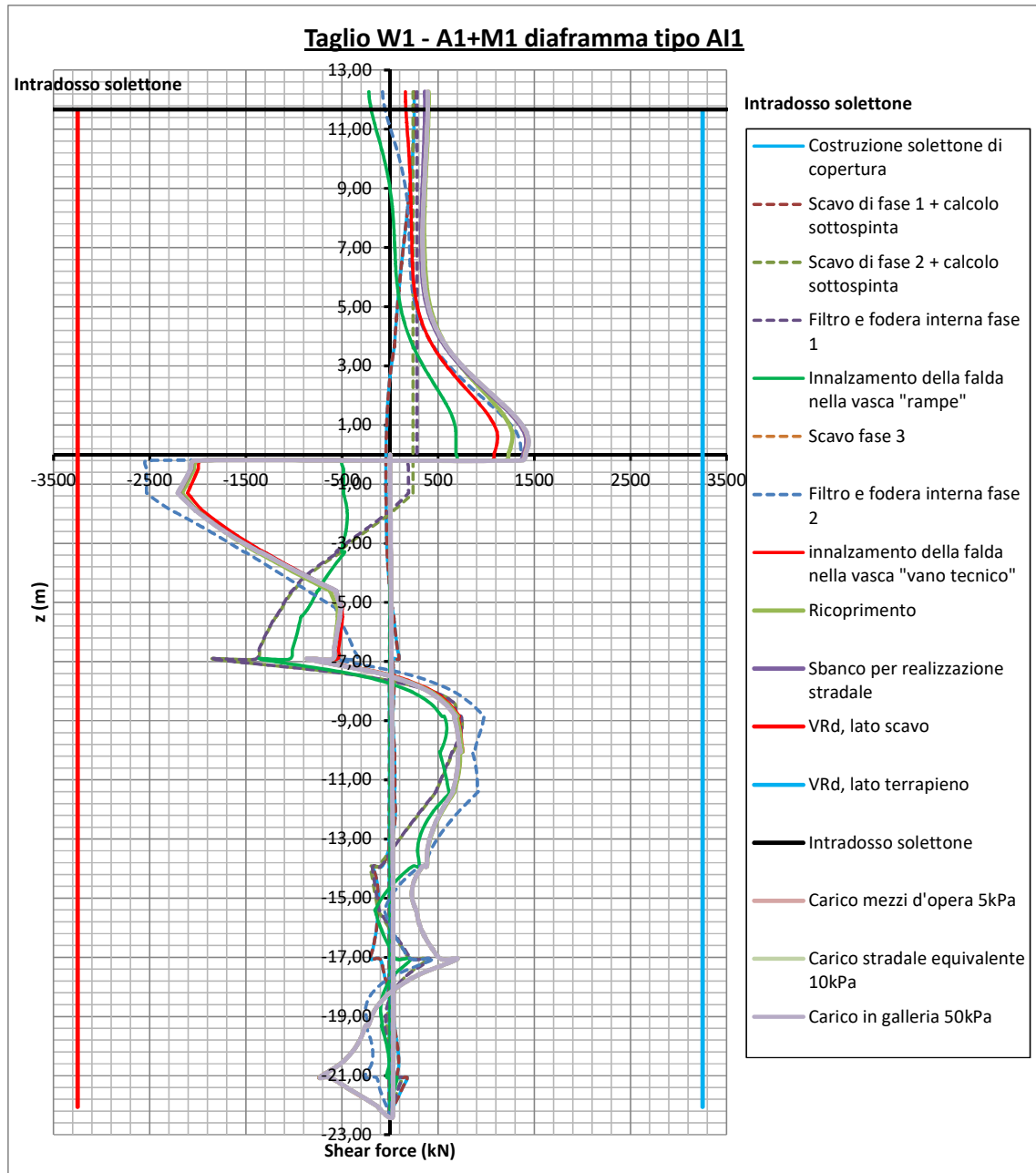


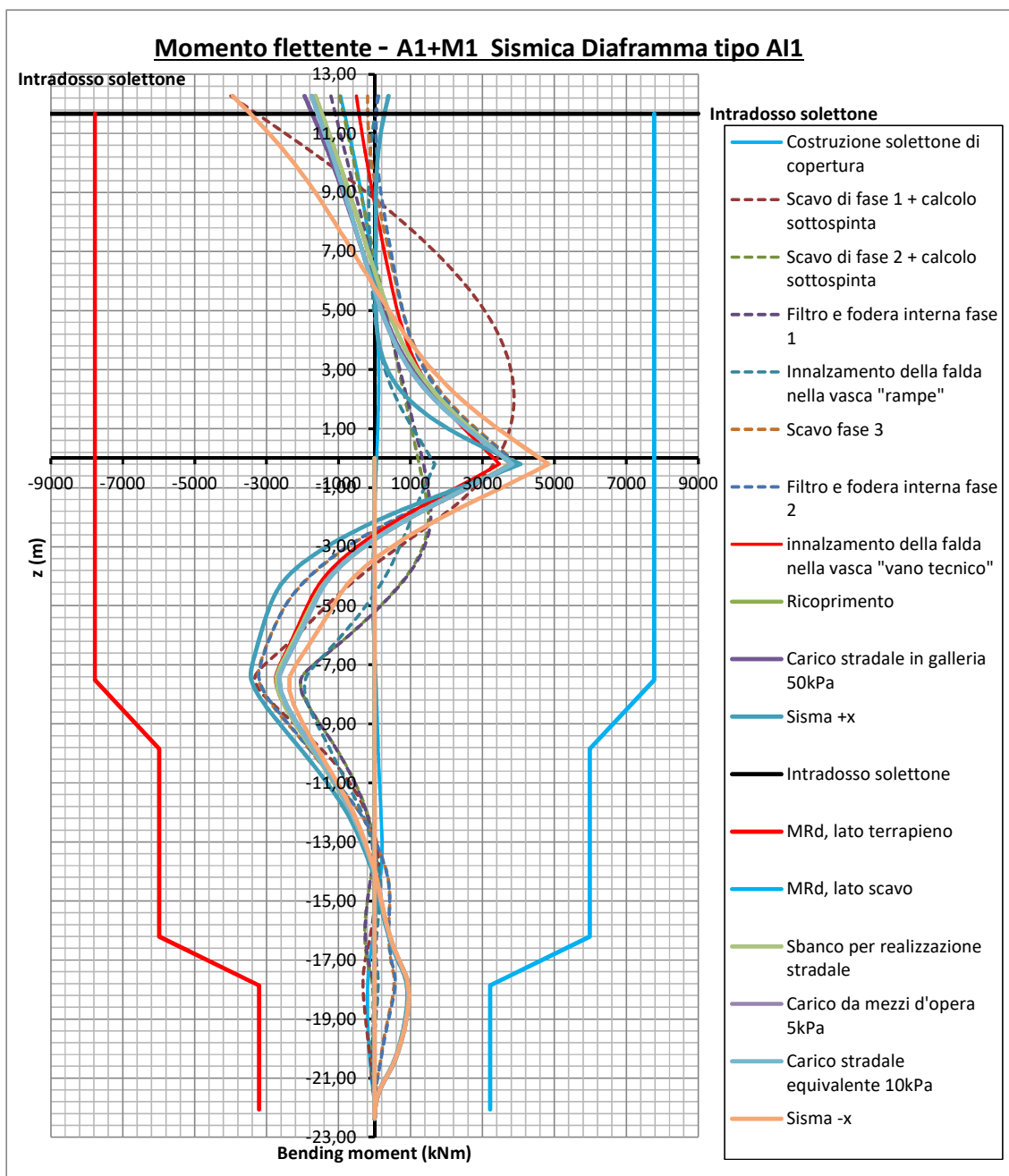
Figura 32: Diaframma N1 – Est Caratteristica



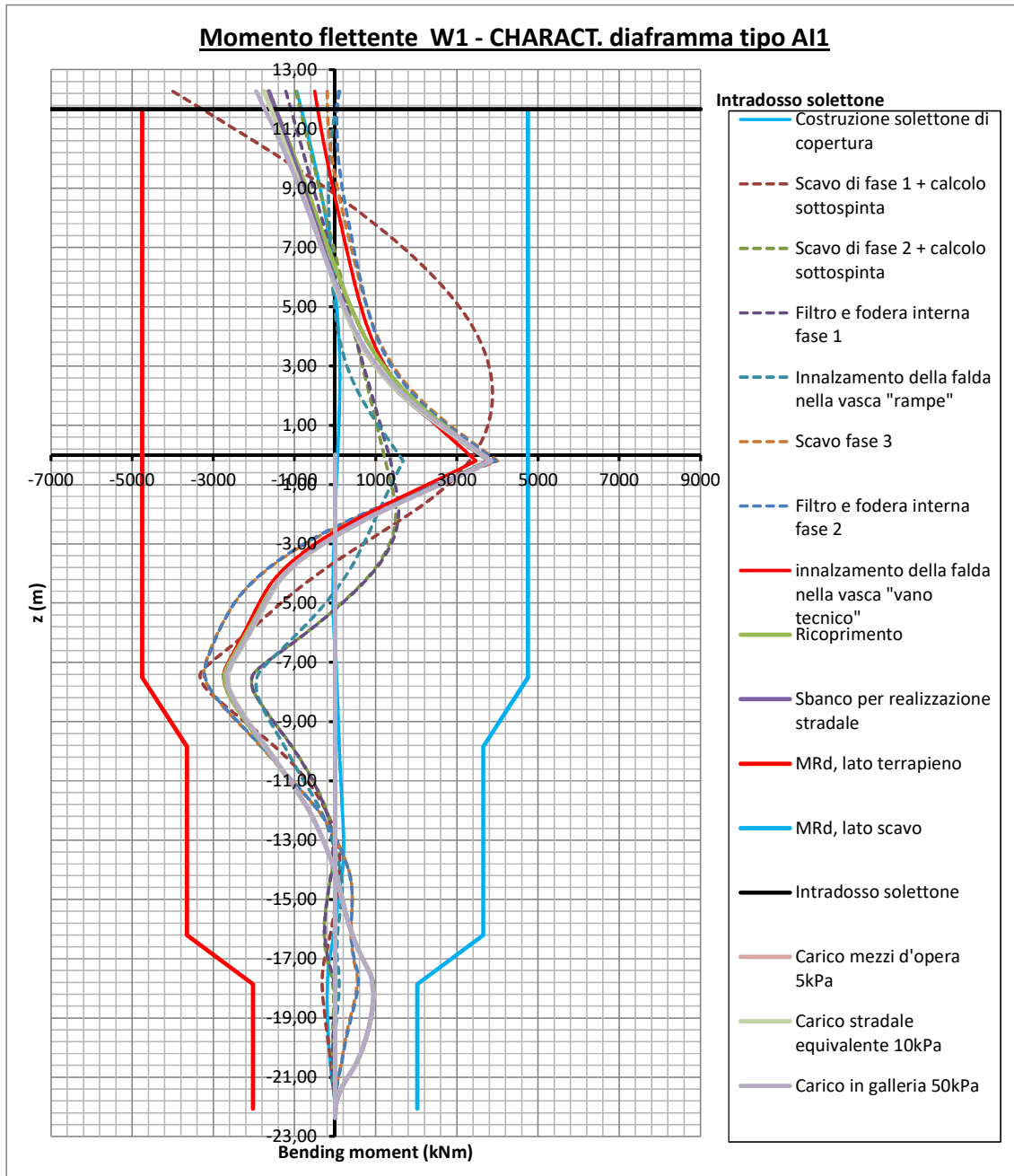
**Figura 33: Diaframma AI1 – A1M1**



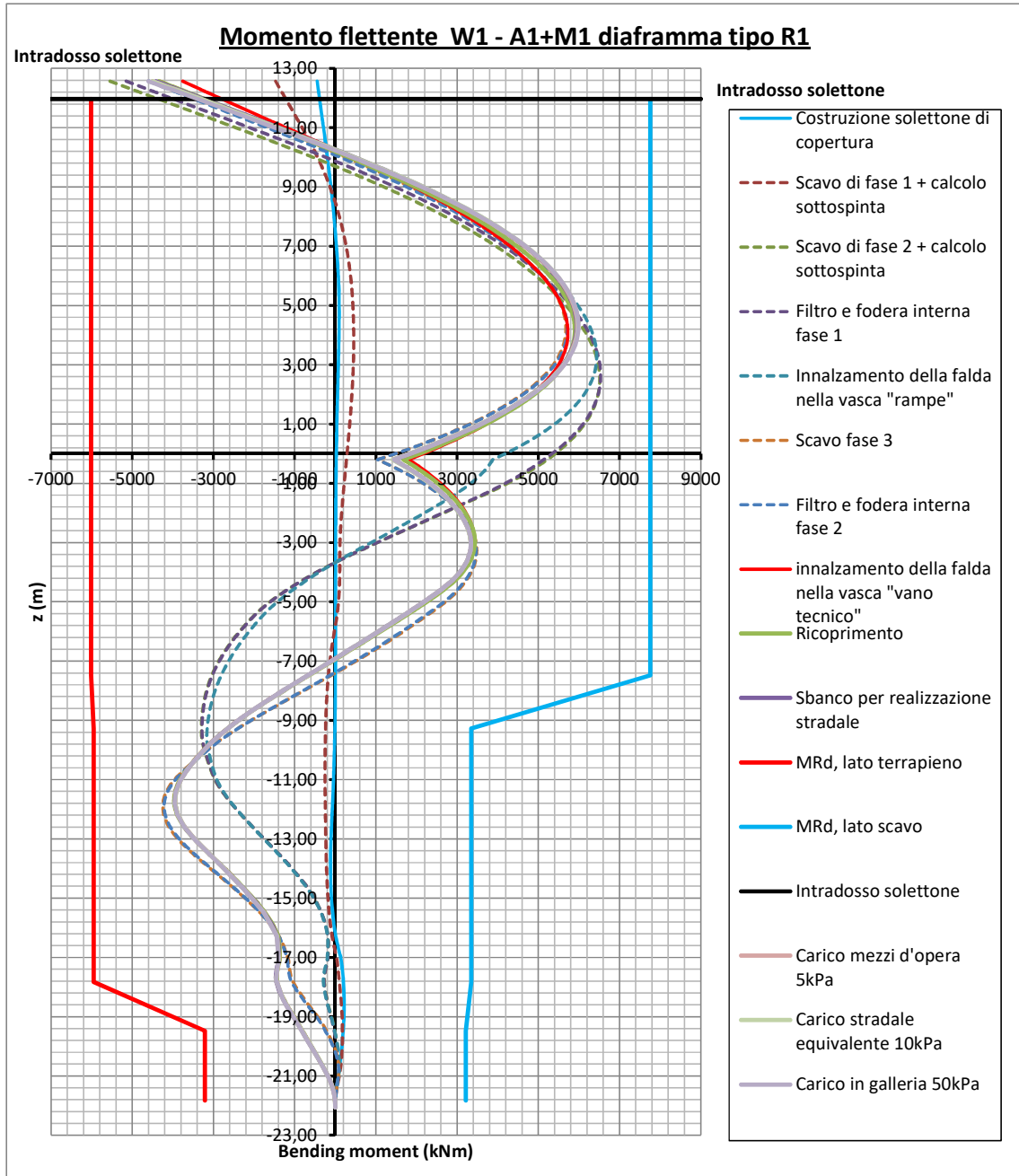
**Figura 34: Diaframma AI1 – A1M1 - Taglio**



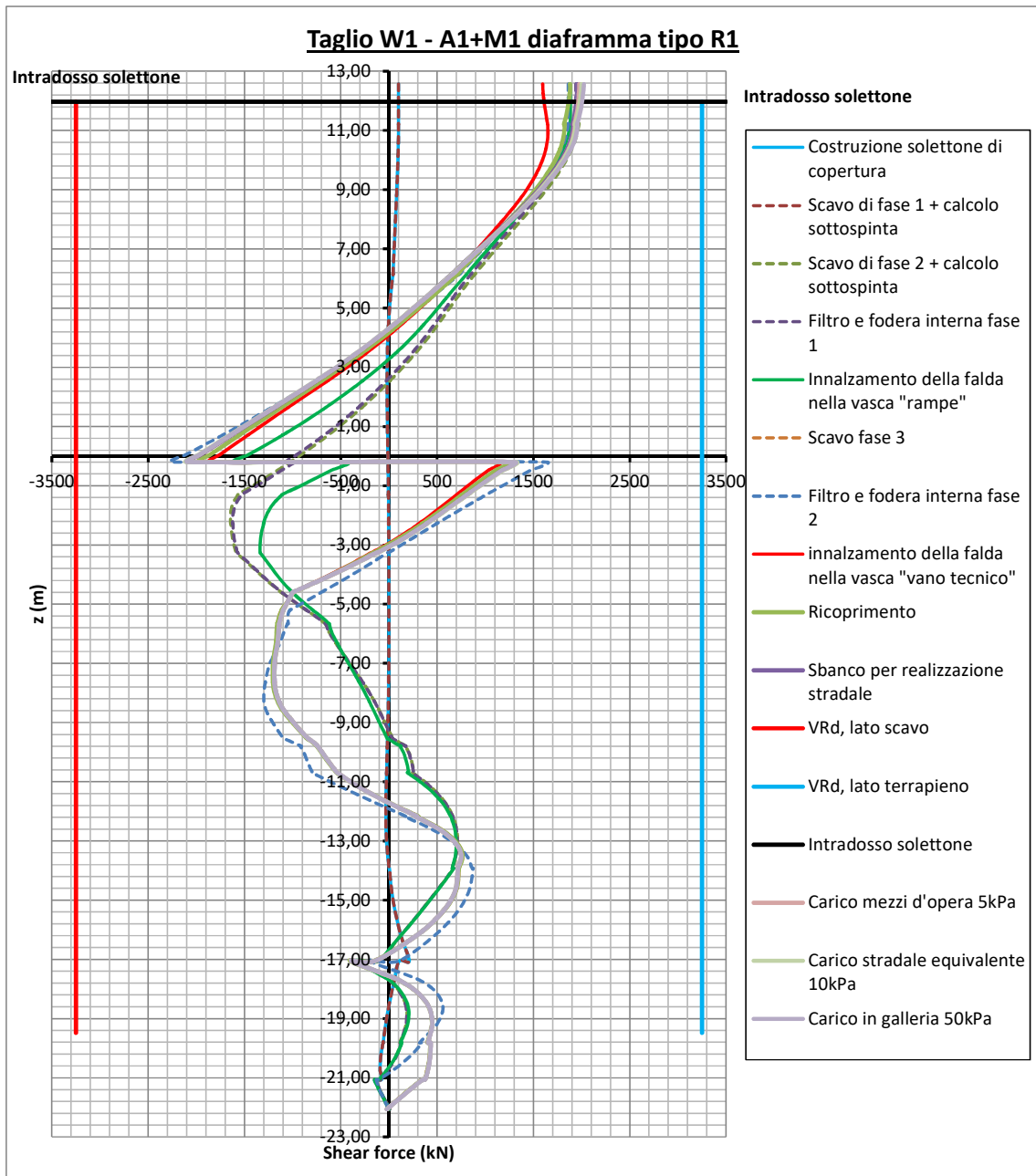
**Figura 35: Diaframma A11 – A1M1 sismica**



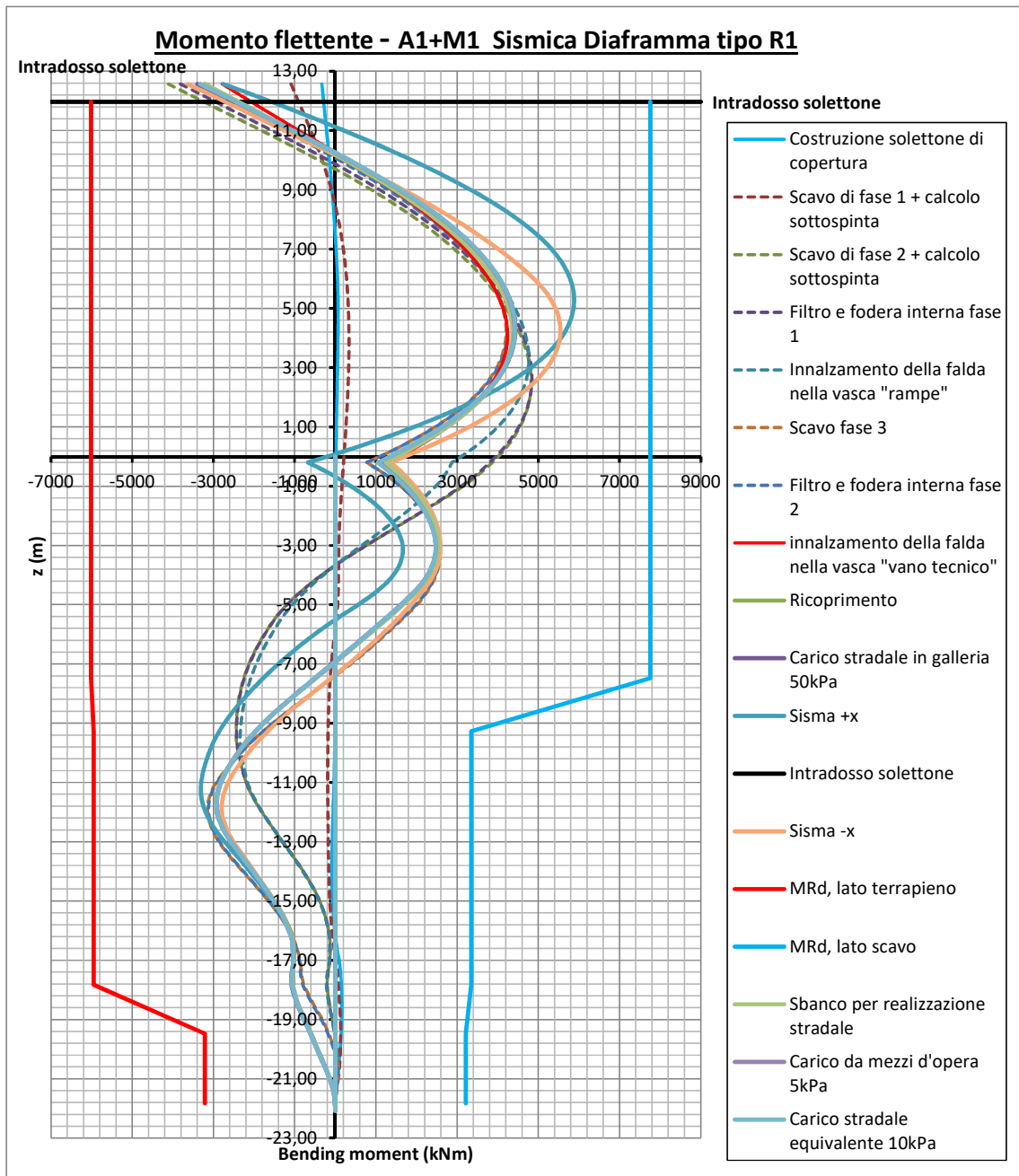
**Figura 36: Diaframma AI1 – Caratteristica**



**Figura 37: Diaframma R1 – Ovest A1M1**

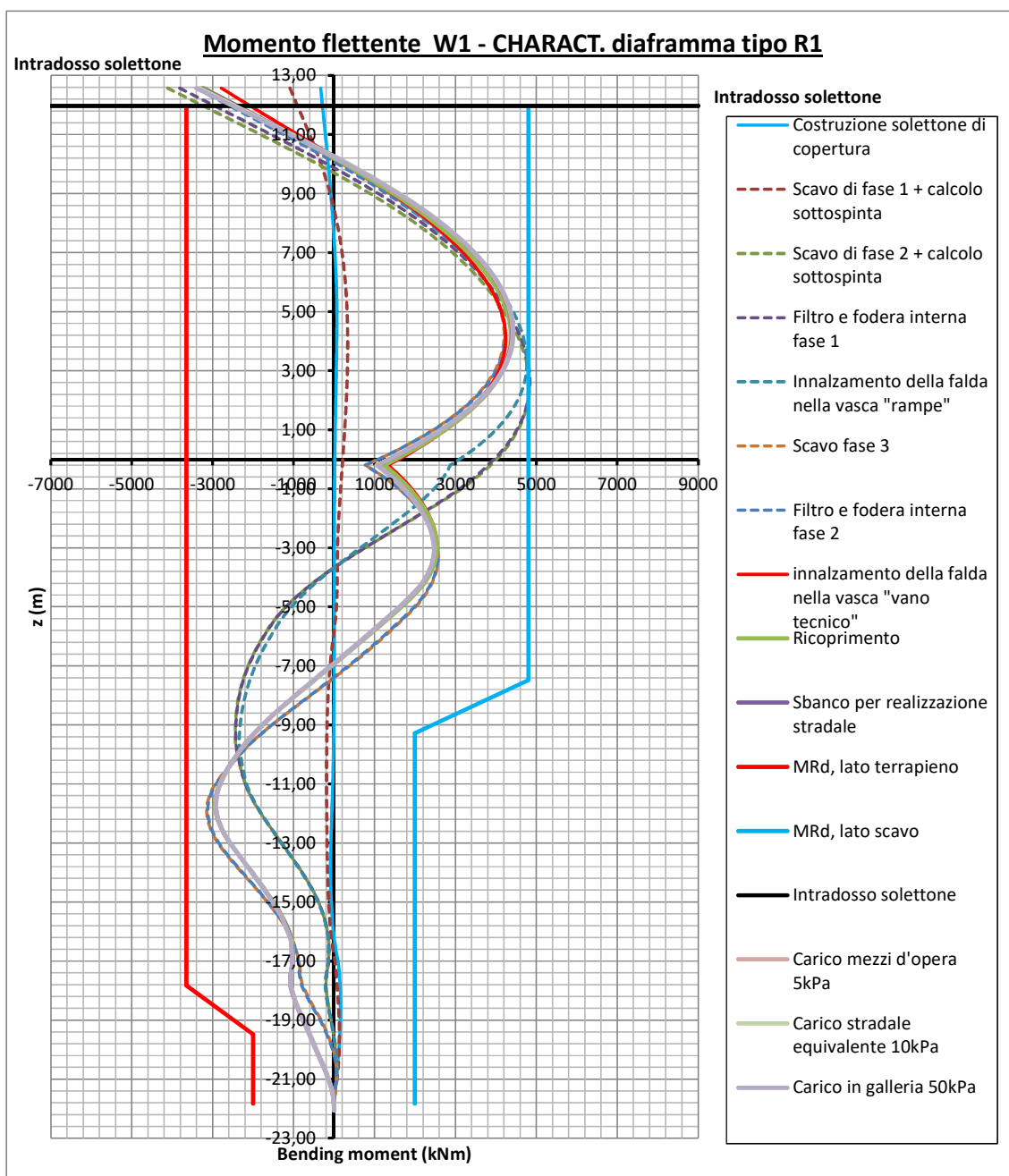


**Figura 38: Diaframma R1 – Ovest A1M1 - Taglio**



**Figura 39: Diaframma R1 – Ovest A1M1 sismica**





**Figura 40: Diaframma R1 – Ovest Caratteristica**

## 7.7 Verifiche

Nei seguenti paragrafi si riportano le principali verifiche strutturali effettuate in riferimento alla sezione maggiormente sollecitata.

Le verifiche sono state eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza in combinazione fondamentale delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale in combinazione caratteristica delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazione frequente e quasi permanente delle azioni.
- Stato Limite Ultimo (SLU) - combinazione A2-M2-R2 per la valutazione della stabilità globale attraverso il metodo c-phi reduction. Essendo il FS da c-phi reduction sempre  $> R2 = 1,1$ , le verifiche si ritengono soddisfatte.

### 7.7.1 Sezione W12

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	100	1	79,64	10
			2	79,64	90
			3	79,64	83,4

Figura 41: Sezione A-A: verifica SLU

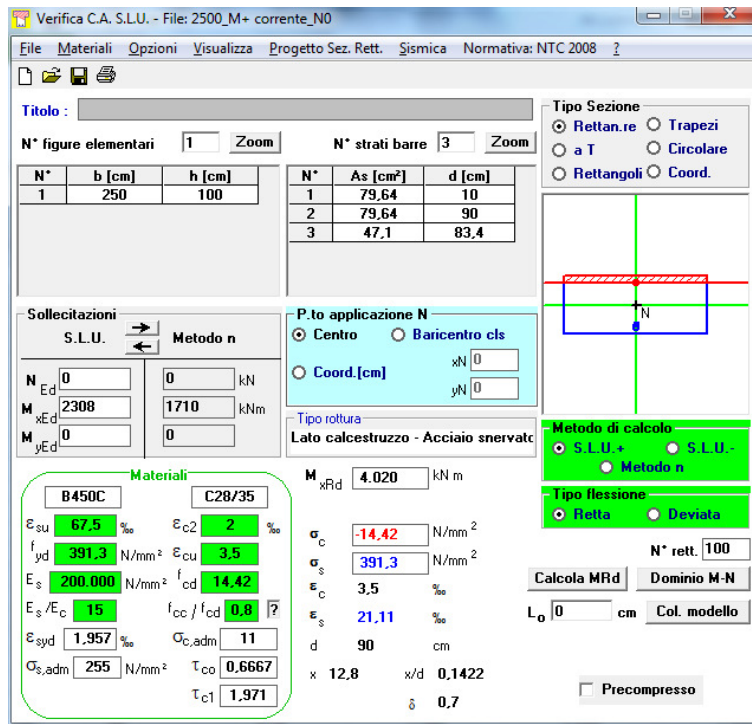


Figura 42: Sezione B-B: verifica SLU

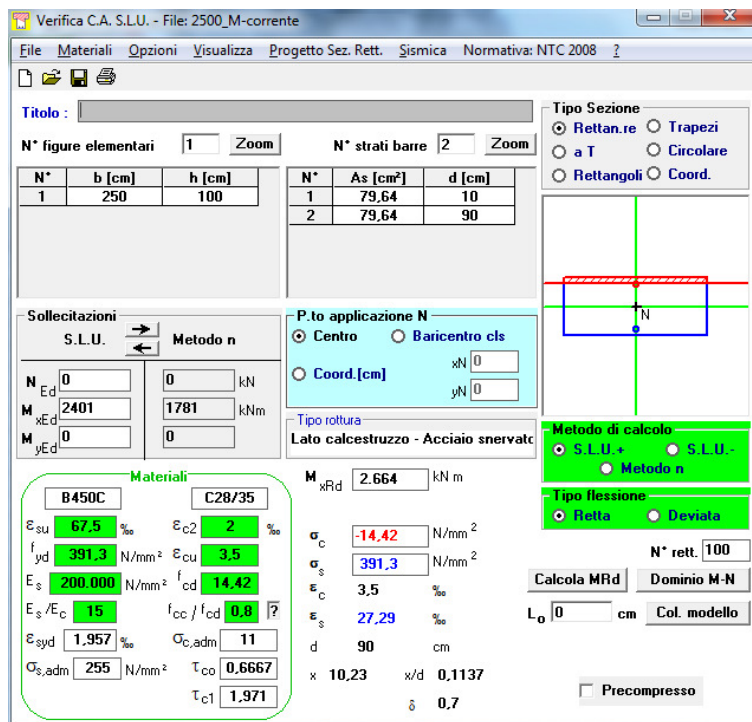
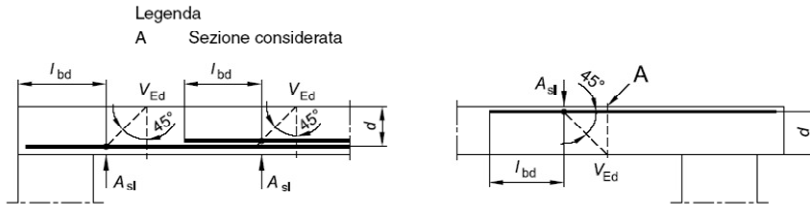


Figura 43: Sezione C-C: verifica SLU

SHEAR RESISTANCE DETERMINATION			
§ 6.2.2.1 Members not requiring design shear reinforcement			
ULS Shear	$V_{Ed}$	1151	(kN)
		si	(-)
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,1090909	(-)
k	k	1,48	(-)
		1,48	(-)
Geometric tensile steel ratio	$\rho_l$	0,0073485	(-)
		0,0073485	(-)

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)



Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd,c}$  959,14 (kN)

Shear resistance provided by concrete  **$V_{Rd}$  959,14 (kN)**

§ 6.2.3.3. - Members requiring design shear reinforcement

Stirrup diameter	$\phi_{sw}$	12	(mm)
n° of legs	$n_b$	6	(-)
Stirrup distance	s	200	(mm)
Inclination of the compression truss in respect to beam axis	$\theta$	35	(°)
Stirrup inclination	$\alpha$	90	(°)
Shear reinforcement area	$A_{sw}$	679	(mm <sup>2</sup> )
$z = 0,9 d$	z	780,3	(mm)
Cotangent	$\cot\theta$	1,43	(-)
		1,43	(-)
Cotangent	$\cot\alpha$	0,00	(-)
Sine	$\sin\alpha$	1,00	(-)
<b>Resistance provided by the shear reinforcement</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>1479,53</b>	<b>(kN)</b>
Concrete web compression resistance	$f_{cd}$	7,21	(MPa)
<b>Resistance provided by the compression truss</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>6610,29</b>	<b>(kN)</b>
Maximum area of shear reinforcement	$A_{sw,max}$	5529,29	(mm)
<b>Shear resistance of the reinforced section</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>1479,53</b>	<b>(kN)</b>

**Figura 44: Verifica a Taglio**

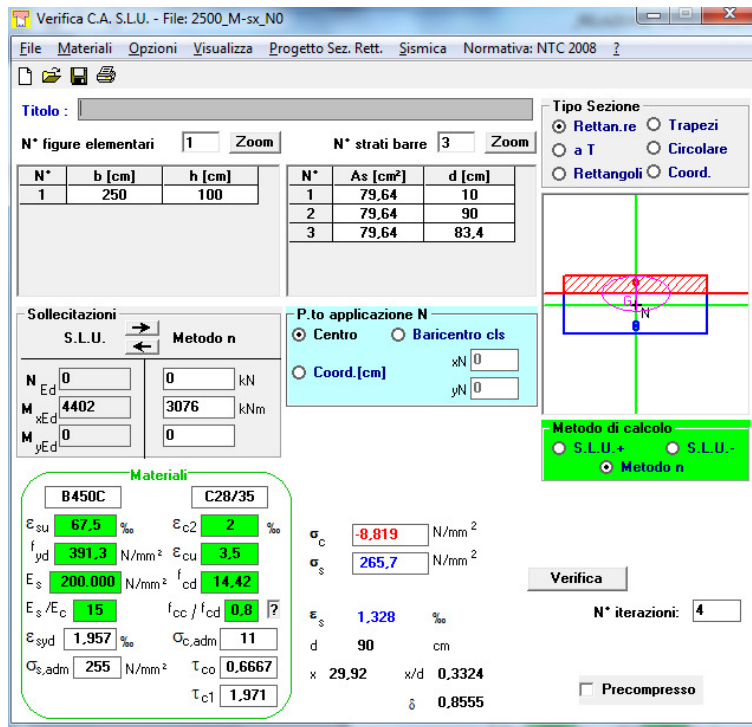


Figura 45: Sezione A-A: verifica SLS char

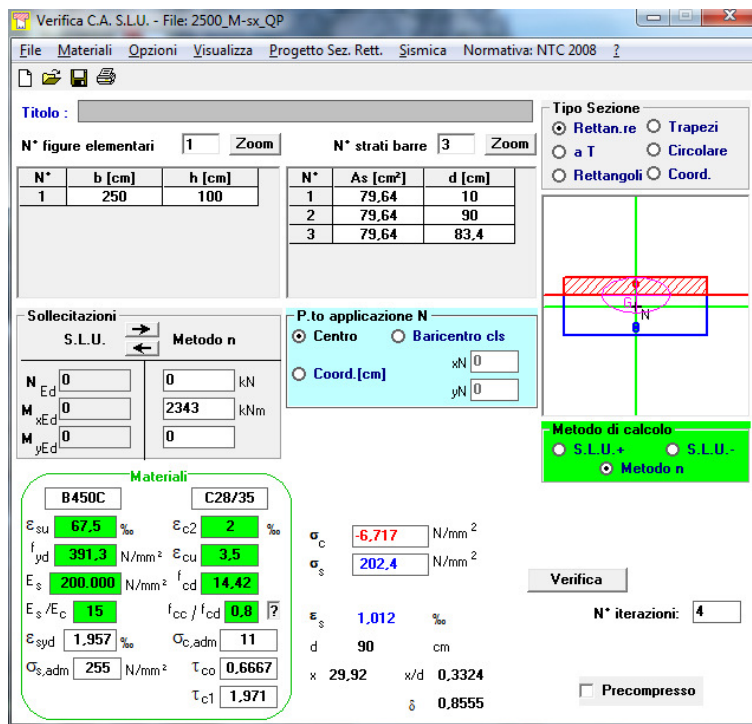


Figura 46: Sezione A-A: verifica SLS QP

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.000	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	75	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + ΔC<sub>dev</sub></b>	65	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	12	mm
Effective height <b>d</b>	867	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>Ø<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>1</sub> <b>c<sub>1</sub></b>	100	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>2</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>2</sub> <b>c<sub>2</sub></b>	166	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>3</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>		-
Cover of layer n <sub>3</sub> <b>c<sub>3</sub></b>		mm
Equivalent bar diameter <b>Ø<sub>eq</sub></b>	26,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	15.928	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	299,2	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	202,4	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	234	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	584.000	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,02727	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,000751	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·Ø<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	457,86	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,30	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,344	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (C<sub>min,dur</sub> + ΔC<sub>dev</sub>) / C<sub>nom</sub></b>	0,30	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 47: Sezione A-A: verifica fessurazione QP**

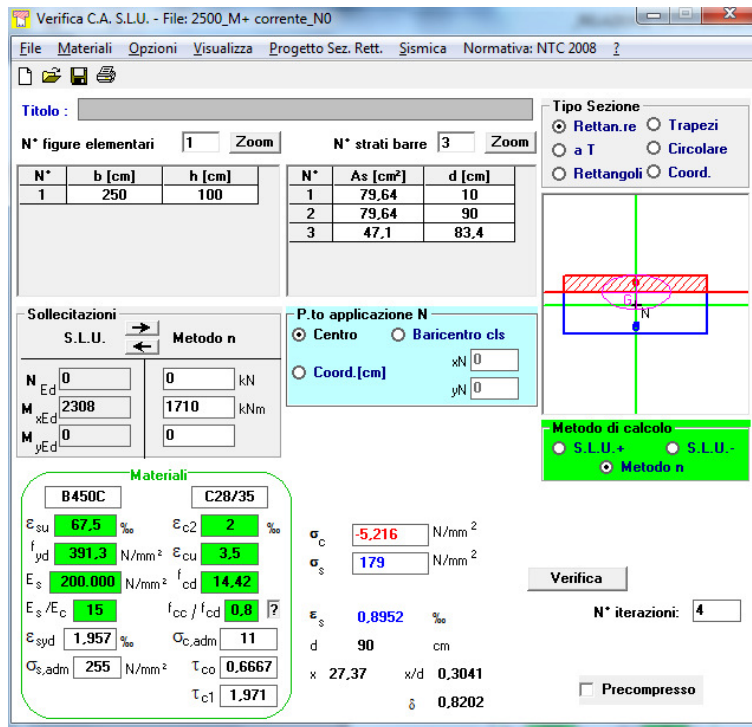


Figura 48: Sezione B-B: verifica SLS

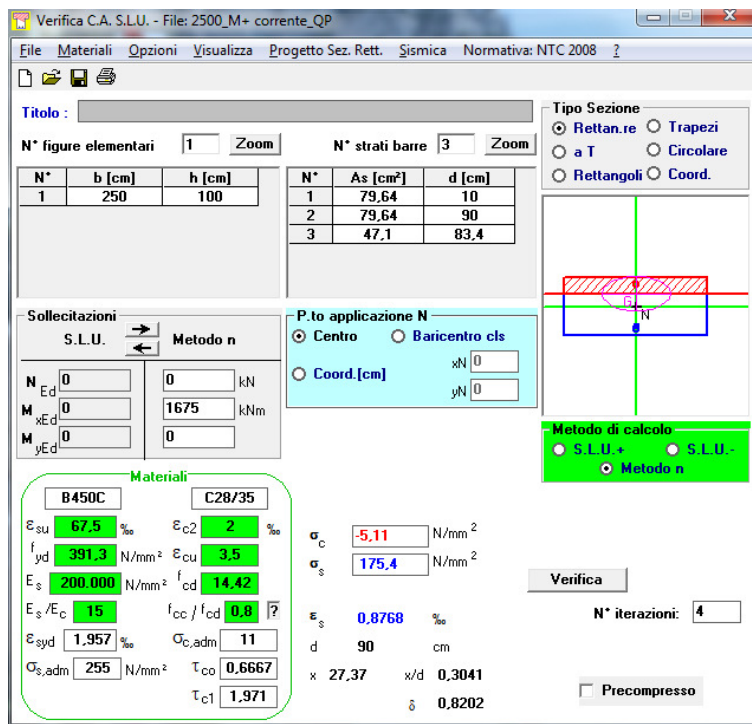
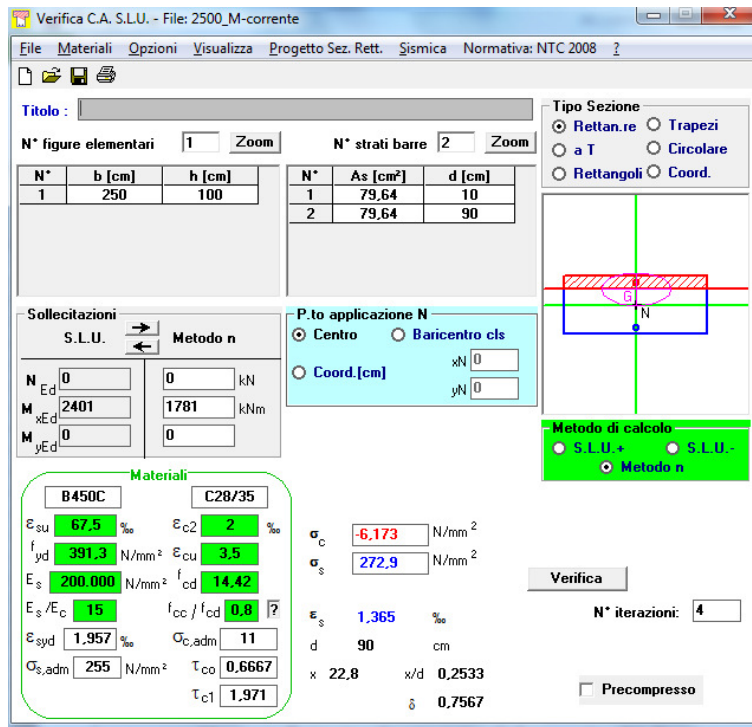


Figura 49: Sezione B-B: verifica SLS QP

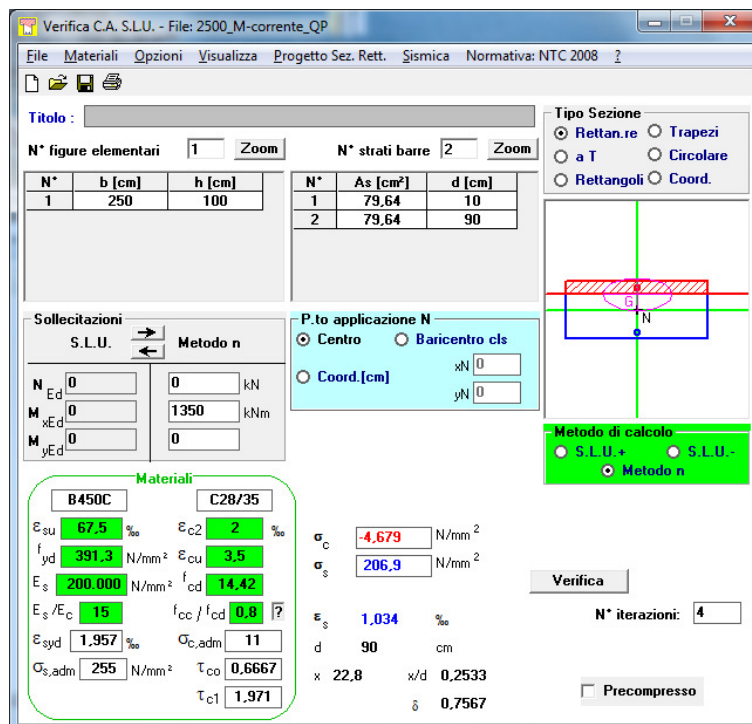
Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.000	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	75	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + ΔC<sub>dev</sub></b>	75	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	12	mm
Effective height <b>d</b>	875	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>ϕ<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>1</sub> <b>c<sub>1</sub></b>	100	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>2</sub></b>	20	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>2</sub> <b>c<sub>2</sub></b>	166	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>3</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>		-
Cover of layer n <sub>3</sub> <b>c<sub>3</sub></b>		mm
Equivalent bar diameter <b>ϕ<sub>eq</sub></b>	23,39	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	12.676	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	273,7	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	175,4	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	242	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	605.250	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,02094	-
<b>ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,000561	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·ϕ<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	485,66	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub>)</b>	0,272	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + ΔC<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,272	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 50: Sezione B-B: verifica fessurazione QP**





**Figura 51: Sezione C-C: verifica SLS**



**Figura 52: Sezione C-C: verifica SLS QP**

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.000	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	75	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + ΔC<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	12	mm
Effective height <b>d</b>	900	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>Ø<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>1</sub> <b>c<sub>1</sub></b>	100	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>2</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>		-
Cover of layer n <sub>2</sub> <b>c<sub>2</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>3</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>		-
Cover of layer n <sub>3</sub> <b>c<sub>3</sub></b>		mm
Equivalent bar diameter <b>Ø<sub>eq</sub></b>	26,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	7.964	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	228,0	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	206,9	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	250	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	625.000	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,01274	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,000603	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·Ø<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	642,68	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,30	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,387	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (C<sub>min,dur</sub> + ΔC<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,23	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 53: Sezione C-C: verifica fessurazione QP**

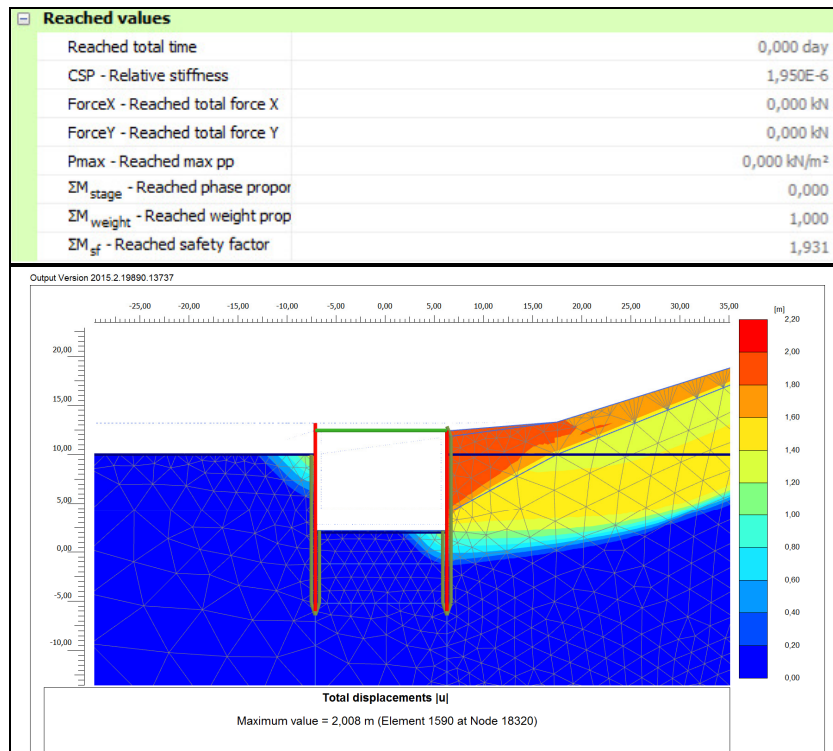


Figura 54: Sezione W12-C5 – risultati dell’analisi c-phi reduction in A2-M2-R2

### 7.7.2 Sezione W6

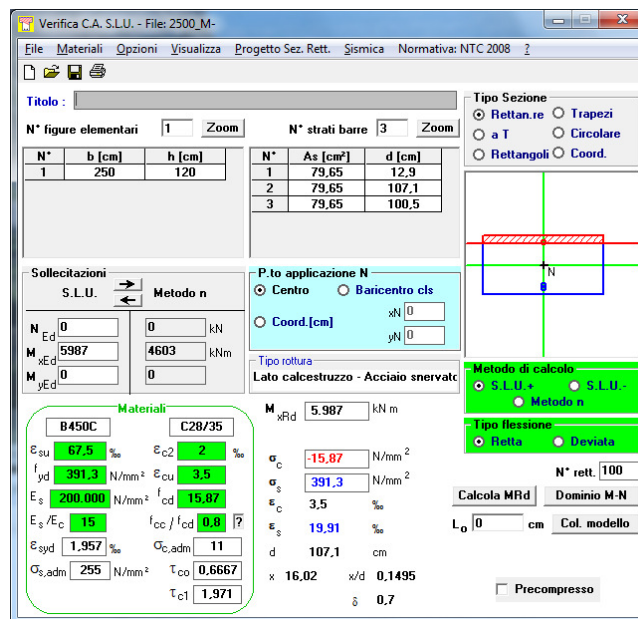


Figura 55: Sezione A-A: verifica SLU – plasticizzazione ammessa

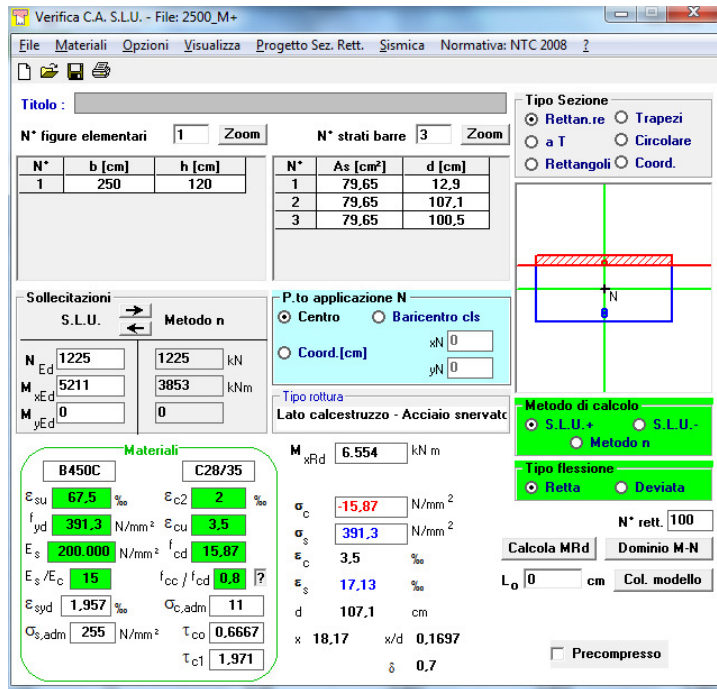


Figura 56: Sezione B-B: verifica SLU

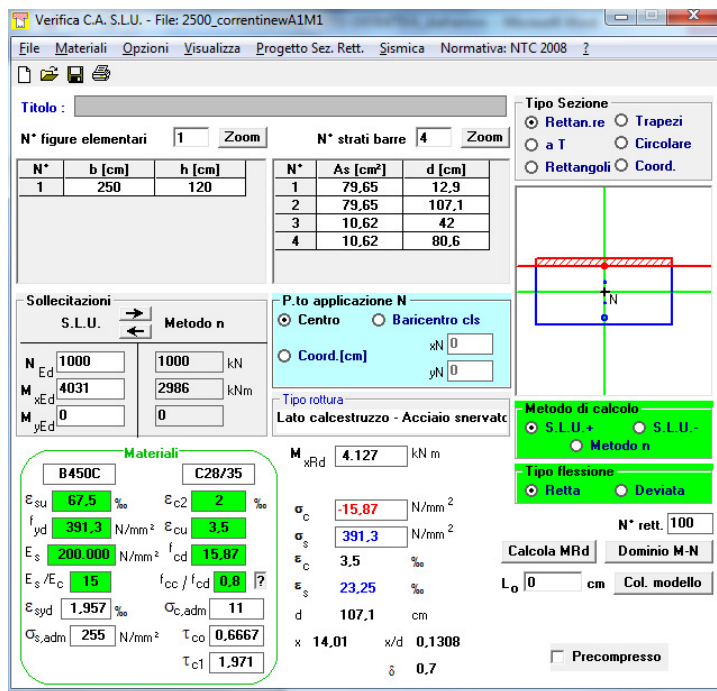
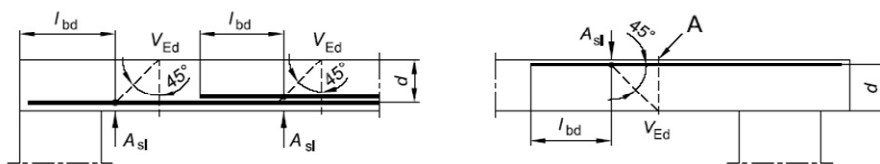


Figura 57: Sezione C-C: verifica SLU

SHEAR RESISTANCE DETERMINATION		
§ 6.2.2.1 Members not requiring design shear reinforcement		
ULS Shear	$V_{Ed}$	2260 (kN)
		si (-)
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,1090909 (-)
k	k	1,44 (-)
		1,44 (-)
Geometric tensile steel ratio	$\rho_l$	0,0061379 (-)
		0,0061379 (-)

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda  
 A Sezione considerata



Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd,c}$  1051,23 (kN)

Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd}$  1051,23 (kN)

§ 6.2.3.3. - Members requiring design shear reinforcement		
Stirrup diameter	$\phi_w$	16 (mm)
n° of legs	$n_b$	6 (-)
Stirrup distance	s	200 (mm)
Inclination of the compression truss in respect to beam axis	$\theta$	44 (°)
Stirrup inclination	$\alpha$	90 (°)
Shear reinforcement area	$A_{sw}$	1206 (mm <sup>2</sup> )
$z = 0,9 d$	z	934,2 (mm)
Cotangent	$\cot\theta$	1,04 (-)
		1,04 (-)
Cotangent	$\cot\alpha$	0,00 (-)
Sen	$\sin\alpha$	1,00 (-)
<b>Resistance provided by the shear reinforcement</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>2283,33 (kN)</b>
Concrete web compression resistance	$f_{cd}$	7,21 (MPa)
<b>Resistance provided by the compression truss</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>8416,82 (kN)</b>
Maximum area of shear reinforcement	$A_{sw,max}$	5529,29 (mm <sup>2</sup> )
<b>Shear resistance of the reinforced section</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>2283,33 (kN)</b>

**Figura 58: Verifica a Taglio**

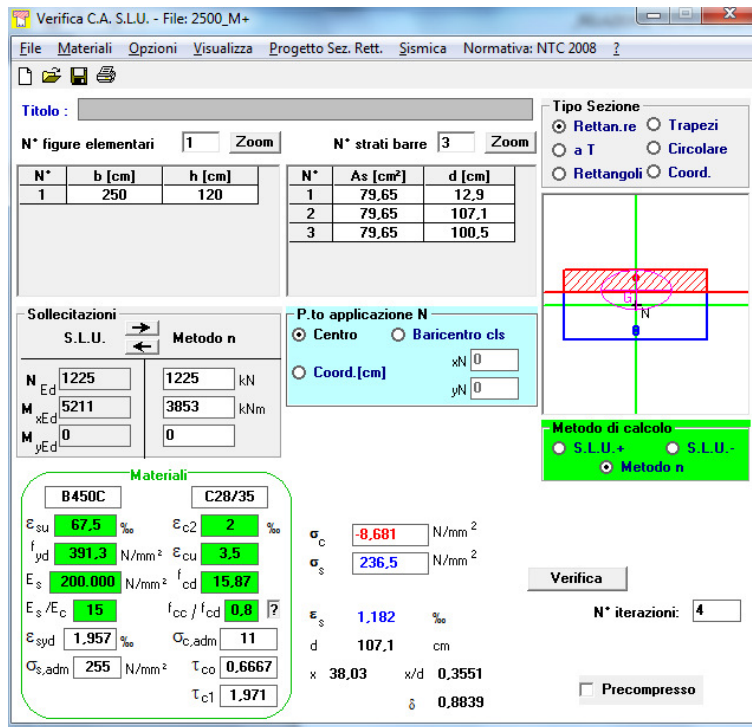


Figura 59: Sezione B-B: verifica SLS

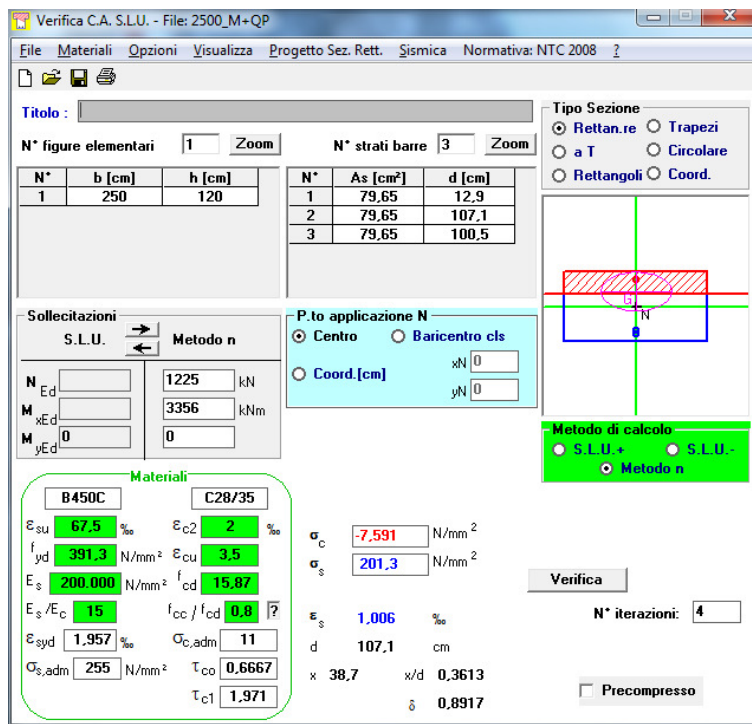


Figura 60: Sezione B-B: verifica SLS QP

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.038	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>Ø<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>1</sub> <b>c<sub>1</sub></b>	129	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>2</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>2</sub> <b>c<sub>2</sub></b>	195	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>3</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>		-
Cover of layer n <sub>3</sub> <b>c<sub>3</sub></b>		mm
Equivalent bar diameter <b>Ø<sub>eq</sub></b>	26,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	15.928	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	387,0	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	201,3	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	271	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	677.500	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,02351	-
<b>ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>·(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,000714	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>S<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·Ø<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	582,41	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,30	mm
<b>w<sub>k</sub> = S<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub>)</b>	0,416	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,20	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 61: Sezione B-B: verifica fessurazione QP**

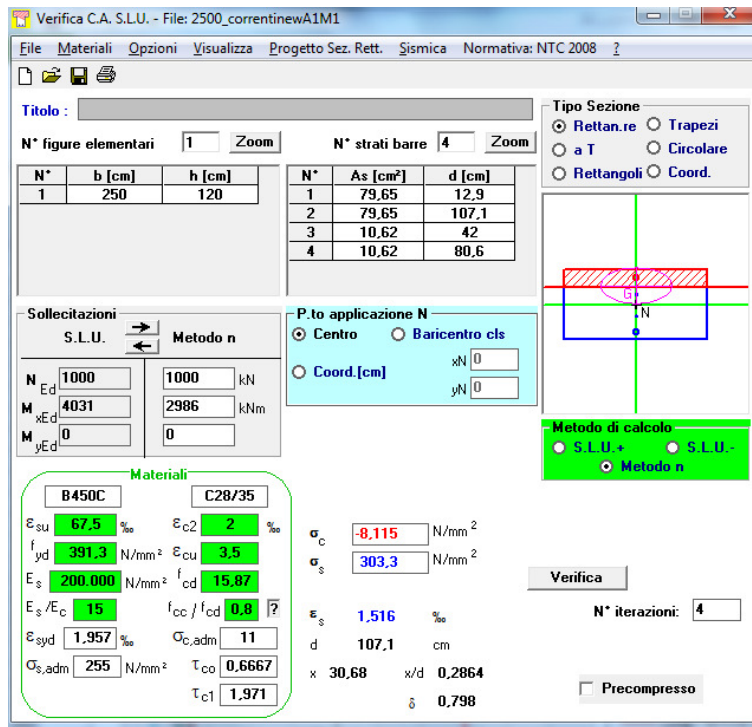


Figura 62: Sezione C-C: verifica SLS

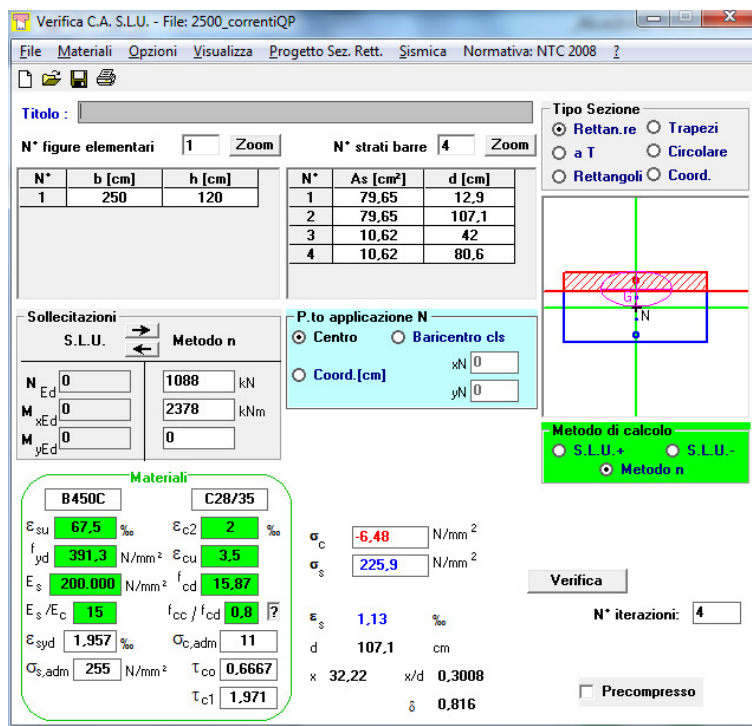


Figura 63: Sezione C-C: verifica SLS QP



Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.071	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>Ø<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>1</sub> c<sub>1</sub></b>	129	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>2</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>		-
Cover of layer <b>n<sub>2</sub> c<sub>2</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>3</sub></b>		mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>		-
Cover of layer <b>n<sub>3</sub> c<sub>3</sub></b>		mm
Equivalent bar diameter <b>Ø<sub>eq</sub></b>	26,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	7.964	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	317,0	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	232,0	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	294	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	735.833	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,01082	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>·(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,000676	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·Ø<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	802,79	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,30	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,542	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,26	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 64: Sezione C-C: verifica fessurazione QP**

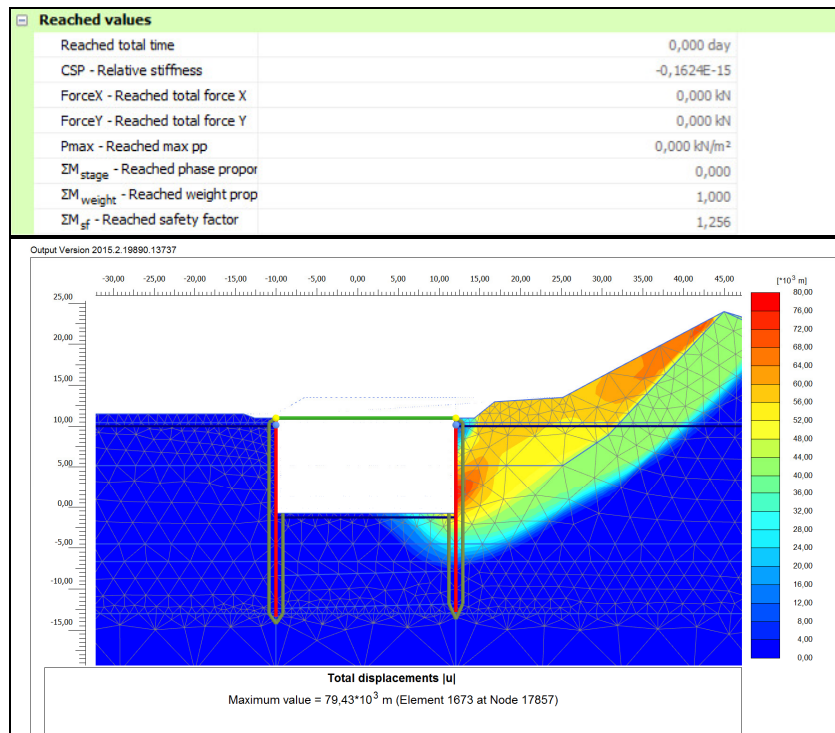


Figura 65: Sezione W6 - C2 – risultati dell’analisi c-phi reduction - A2M2R2

### 7.7.3 Sezione W1 – pannello N1

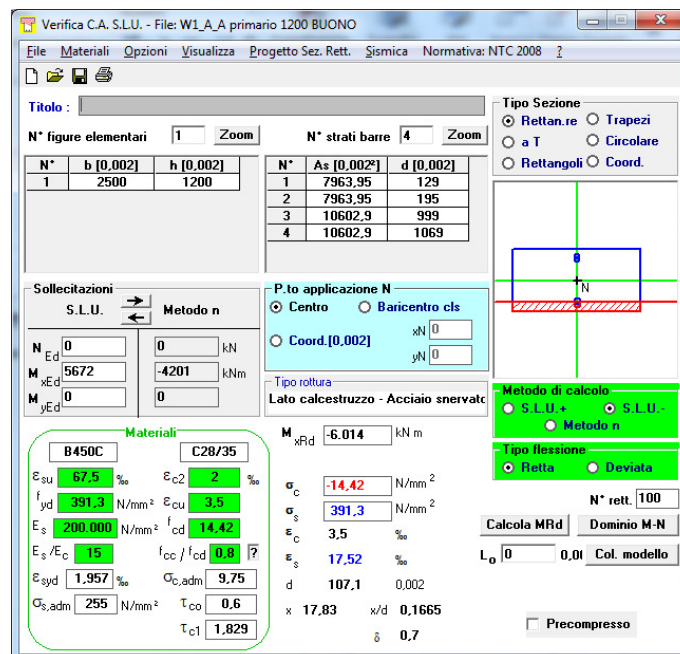
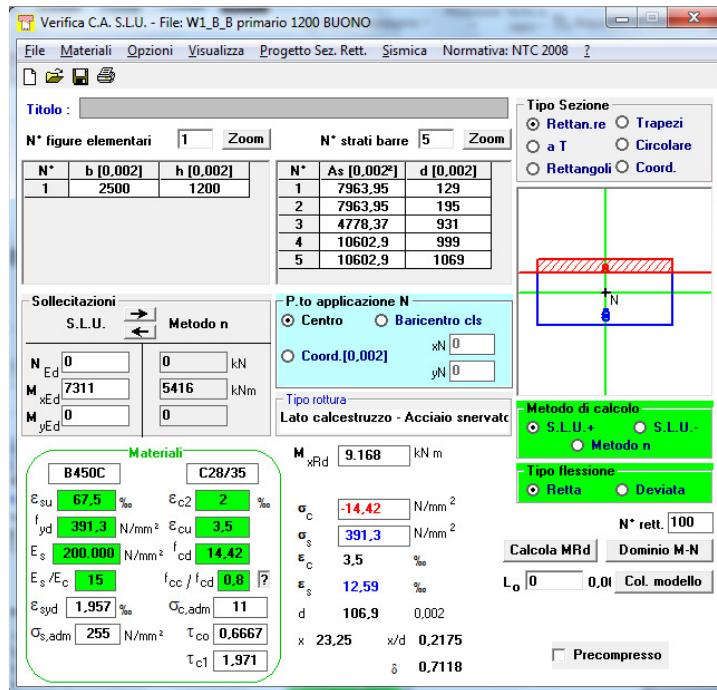
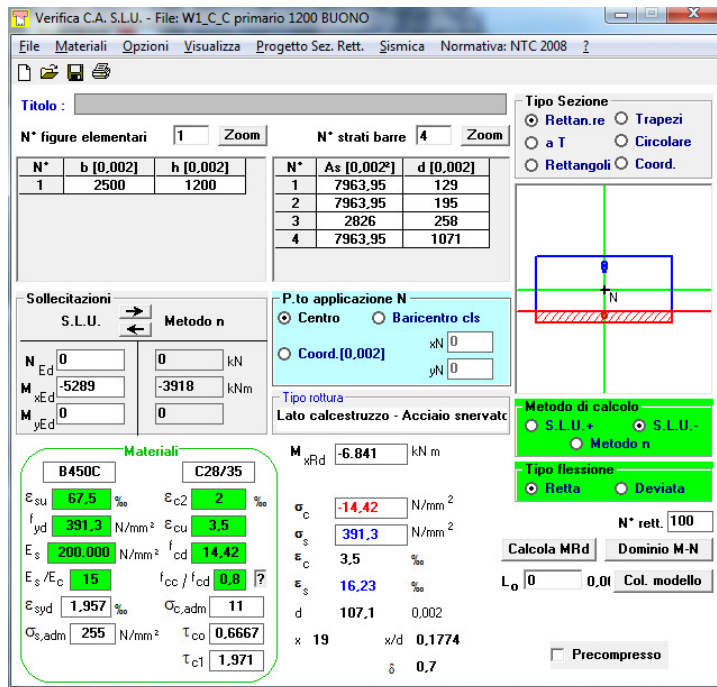


Figura 66: Sezione A-A: verifica SLU a M-



**Figura 67: Sezione B-B: verifica SLU a M+**



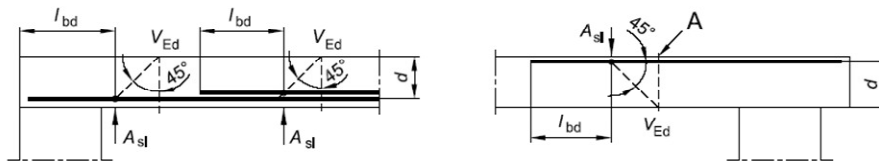
**Figura 68: Sezione C-C: verifica SLU a M-**

SHEAR RESISTANCE DETERMINATION		
§ 6.2.2.1 Members not requiring design shear reinforcement		
ULS Shear	$V_{Ed}$	2260 (kN)
		si (-)
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,1090909 (-)
k	k	1,44 (-)
		1,44 (-)
Geometric tensile steel ratio	$\rho_l$	0,0061379 (-)
		0,0061379 (-)

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd,c}$  1051,23 (kN)

Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd}$  **1051,23 (kN)**

§ 6.2.3.3. - Members requiring design shear reinforcement		
Stirrup diameter	$\phi_{sw}$	16 (mm)
n° of legs	$n_b$	6 (-)
Stirrup distance	s	200 (mm)
Inclination of the compression truss in respect to beam axis	$\theta$	44 (°)
Stirrup inclination	$\alpha$	90 (°)
Shear reinforcement area	$A_{sw}$	1206 (mm <sup>2</sup> )
$z = 0,9 d$	z	934,2 (mm)
Cotan $\theta$	$\cot\theta$	1,04 (-)
		1,04 (-)
Cotan $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00 (-)
Sen $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00 (-)
<b>Resistance provided by the shear reinforcement</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>2283,33 (kN)</b>
Concrete web compression resistance	$f_{cd}$	7,21 (MPa)
<b>Resistance provided by the compression truss</b>	<b><math>V_{Rct}</math></b>	<b>8416,82 (kN)</b>
Maximum area of shear reinforcement	$A_{sw,max}$	5529,29 (mm <sup>2</sup> )
<b>Shear resistance of the reinforced section</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>2283,33 (kN)</b>

**Figura 69: Verifica a Taglio**

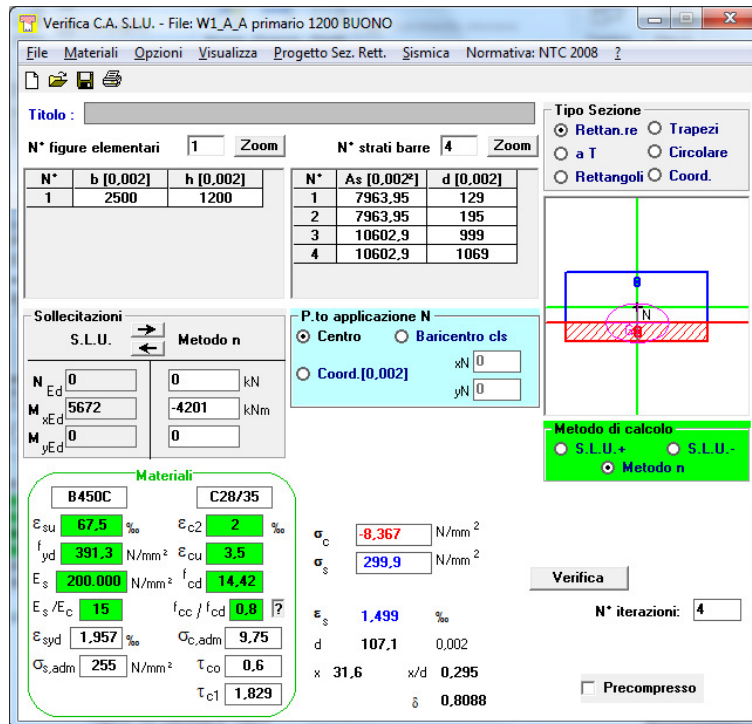


Figura 70: Sezione A-A: verifica SLS char a M-

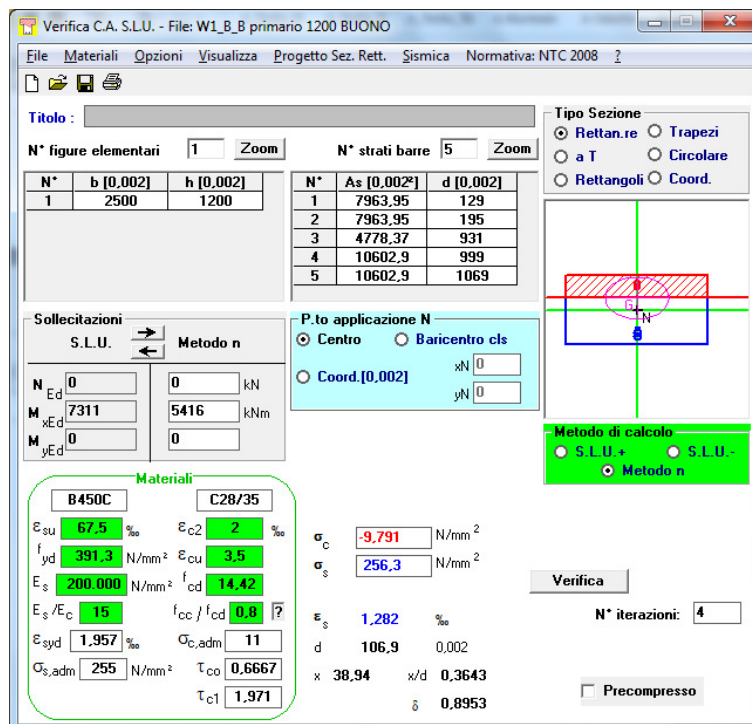
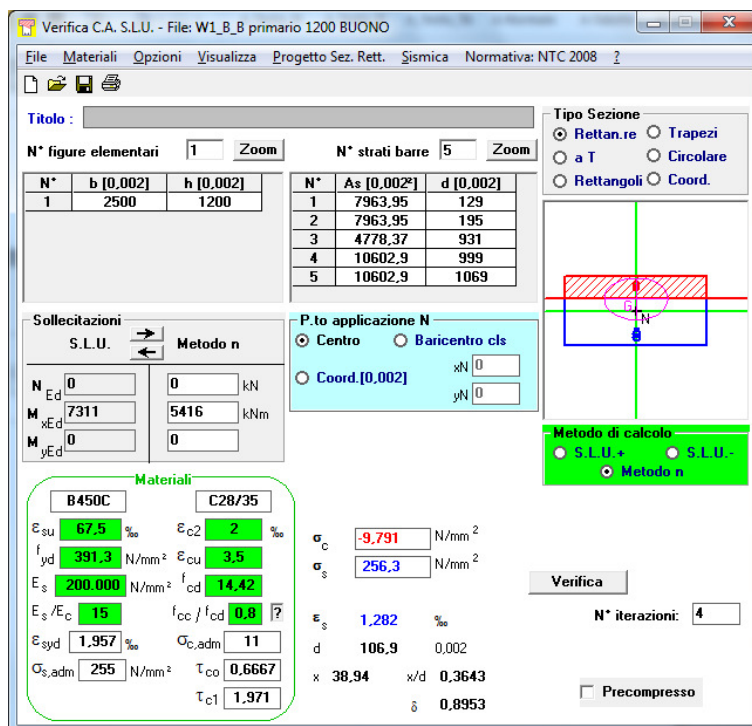


Figura 71: Sezione B-B: verifica SLS a M+



**Figura 72: Sezione B-B: verifica SLS QP**

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Exposure class considered	XC4	-
<b>c<sub>min,dur</sub></b>	30	mm
<b>Δc<sub>dev</sub></b>	10	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.015	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>ϕ<sub>1</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>1</sub> <b>c<sub>1</sub></b>	131	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>2</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer n <sub>2</sub> <b>c<sub>2</sub></b>	201	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>3</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>	9,00	-
Cover of layer n <sub>3</sub> <b>c<sub>3</sub></b>	269	mm
Equivalent bar diameter <b>ϕ<sub>eq</sub></b>	29,17	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	25.984	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	389,4	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	256,3	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	270	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	675.500	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,03847	-
<b>ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub> = max between ( σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub> (1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub> / E<sub>s</sub></b>	0,001070	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·ϕ<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	523,34	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub>)</b>	0,560	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,270	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 73: Sezione B-B: verifica fessurazione QP**

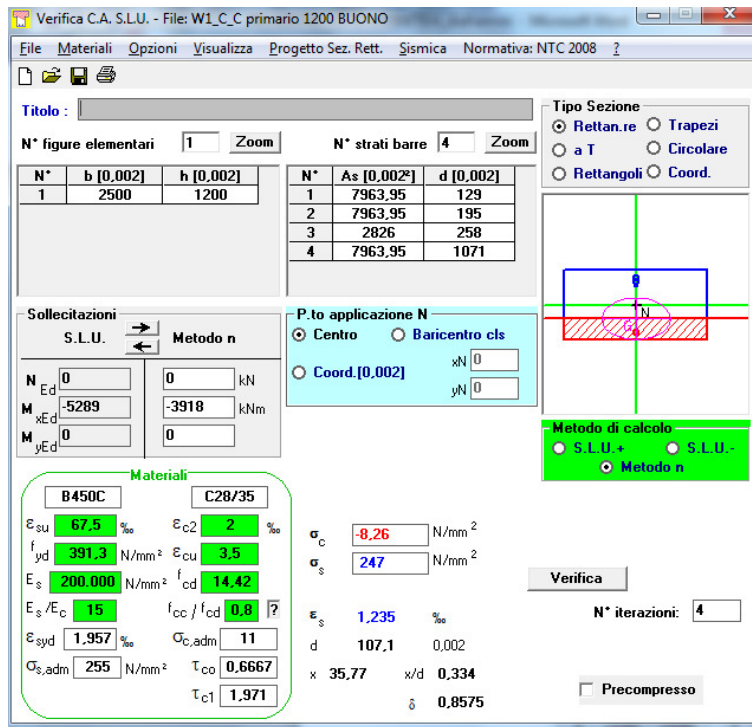


Figura 74: Sezione C-C: verifica SLS a M-

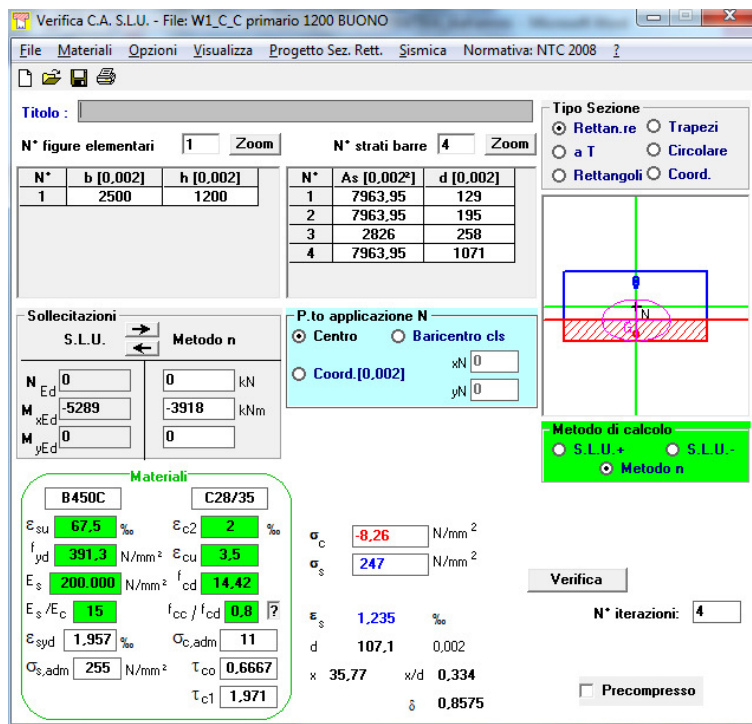


Figura 75: Sezione C-C: verifica SLS QP



Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Exposure class considered	XC4	-
<b>c<sub>min,dur</sub></b>	30	mm
<b>Δc<sub>dev</sub></b>	10	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.024	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>ϕ<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>1</sub> c<sub>1</sub></b>	129	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>2</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>2</sub> c<sub>2</sub></b>	195	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>3</sub></b>	20	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>	9,00	-
Cover of layer <b>n<sub>3</sub> c<sub>3</sub></b>	258	mm
Equivalent bar diameter <b>ϕ<sub>eq</sub></b>	24,88	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	18.755	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	357,7	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	247,0	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	281	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	701.917	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,02672	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between ( σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub> / E<sub>s</sub></b>	0,000964	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·ϕ<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	552,66	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,533	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,257	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 76: Sezione C-C: verifica fessurazione QP**

### 7.7.4 Sezione W1 – pannello AL1

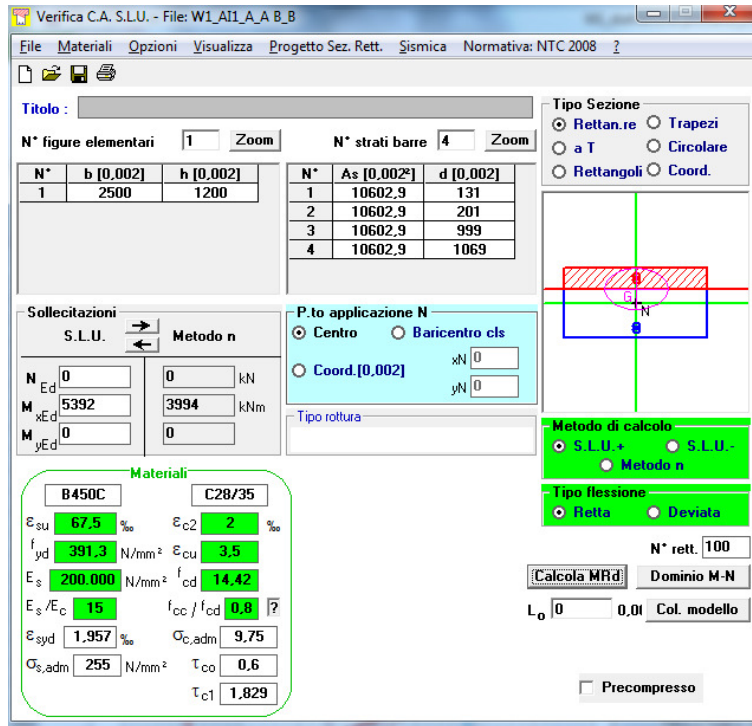


Figura 77: Sezione A-A: verifica SLU a M-

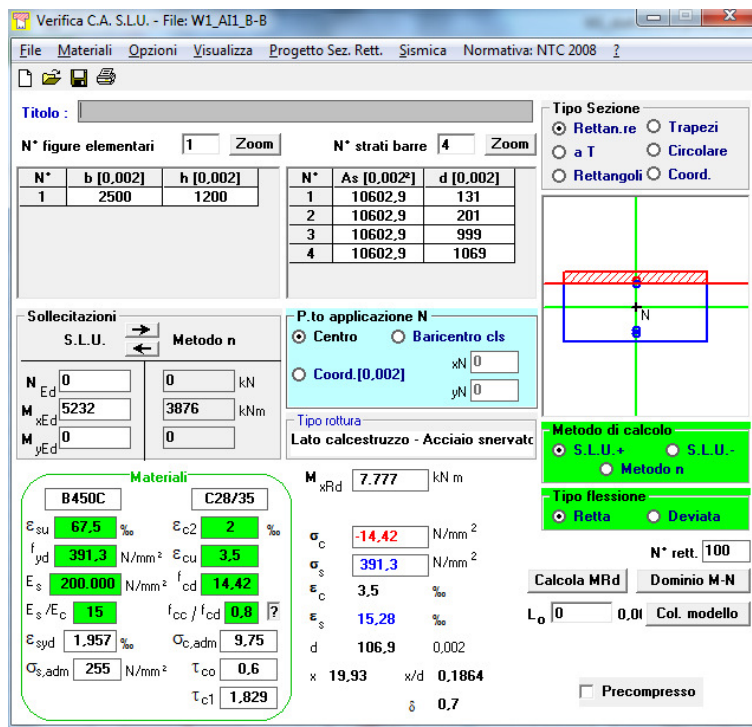


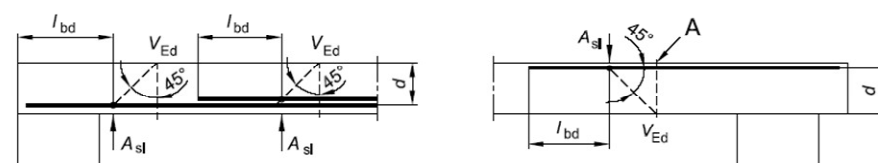
Figura 78: Sezione B-B: verifica SLU a M+

SHEAR RESISTANCE DETERMINATION		
§ 6.2.2.1 Members not requiring design shear reinforcement		
ULS Shear	$V_{Ed}$	2100 (kN)
		si (-)
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,1090909 (-)
k	k	1,43 (-)
		1,43 (-)
Geometric tensile steel ratio	$\rho_l$	0,0029744 (-)
		0,0029744 (-)

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd,c}$  847,92 (kN)

Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd}$  **847,92 (kN)**

§ 6.2.3.3. - Members requiring design shear reinforcement		
Stirrup diameter	$\phi_{sw}$	16 (mm)
n° of legs	$n_{lb}$	6 (-)
Stirrup distance	s	200 (mm)
Inclination of the compression truss in respect to beam axis	$\theta$	35 (°)
Stirrup inclination	$\alpha$	90 (°)
Shear reinforcement area	$A_{sw}$	1206 (mm <sup>2</sup> )
$z = 0,9 d$	z	963,9 (mm)
Cot $\alpha$	$\cot\theta$	1,43 (-)
		1,43 (-)
Cot $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00 (-)
Sen $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00 (-)
<b>Resistance provided by the shear reinforcement</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>3249,16 (kN)</b>
Concrete web compression resistance	$f_{cd}$	7,21 (MPa)
<b>Resistance provided by the compression truss</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>8165,65 (kN)</b>
Maximum area of shear reinforcement	$A_{sw,max}$	5529,29 (mm)
<b>Shear resistance of the reinforced section</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>3249,16 (kN)</b>

**Figura 79: Verifica a Taglio**

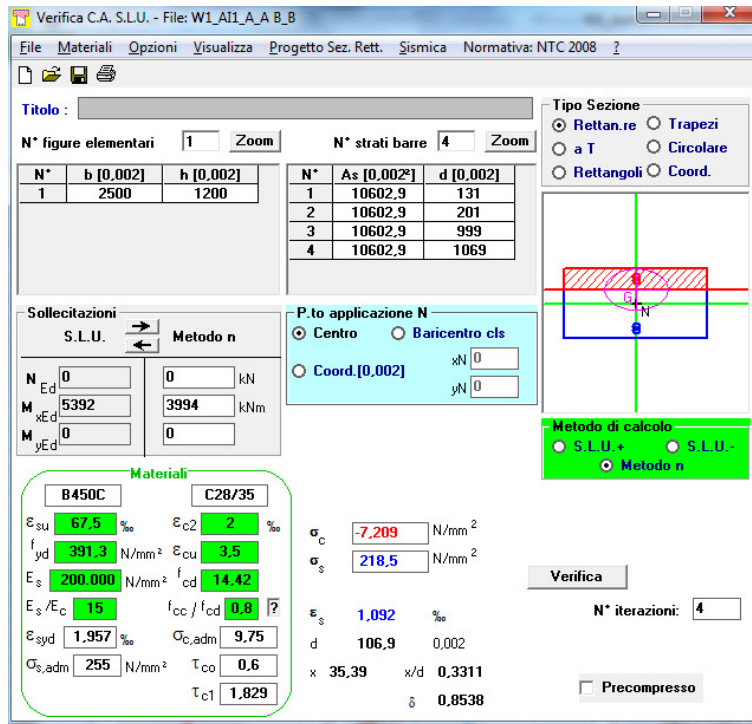


Figura 80: Sezione A-A: verifica SLS char a M-

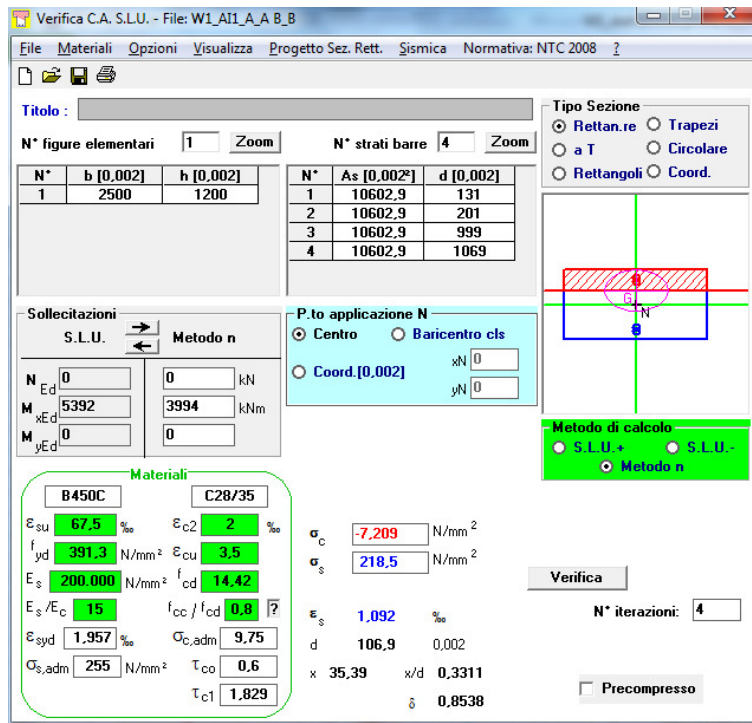


Figura 81: Sezione A-A: verifica SLS QP

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Exposure class considered	XC4	-
<b>c<sub>min,dur</sub></b>	30	mm
<b>Δc<sub>dev</sub></b>	10	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.034	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>ϕ<sub>1</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>1</sub> c<sub>1</sub></b>	131	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>2</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>2</sub> c<sub>2</sub></b>	201	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>3</sub></b>	0	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>	0,00	-
Cover of layer <b>n<sub>3</sub> c<sub>3</sub></b>	0	mm
Equivalent bar diameter <b>ϕ<sub>eq</sub></b>	30,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	21.206	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	353,9	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	218,5	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	282	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	705.083	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,03008	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,000848	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·ϕ<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	563,97	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,478	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,230	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 82: Sezione A-A: verifica fessurazione QP**

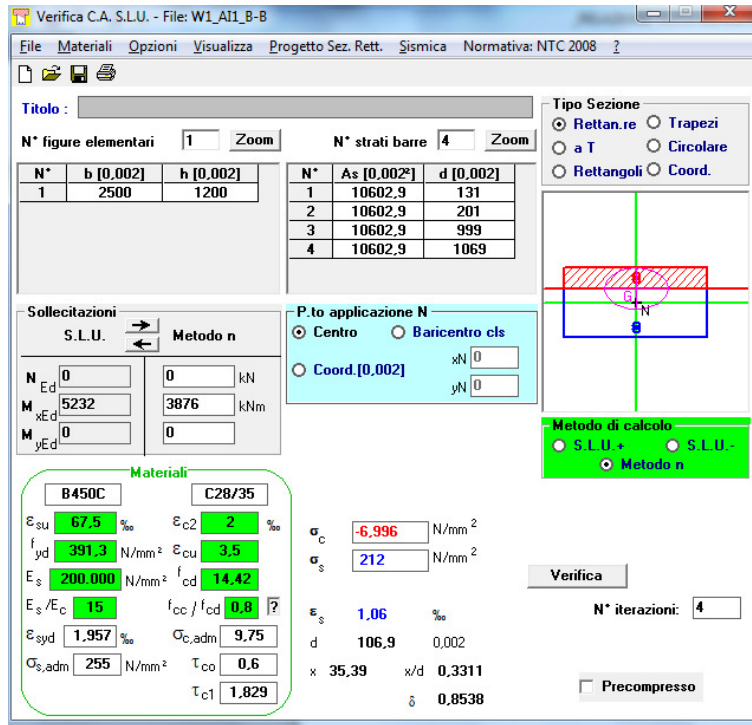


Figura 83: Sezione B-B: verifica SLS a M+

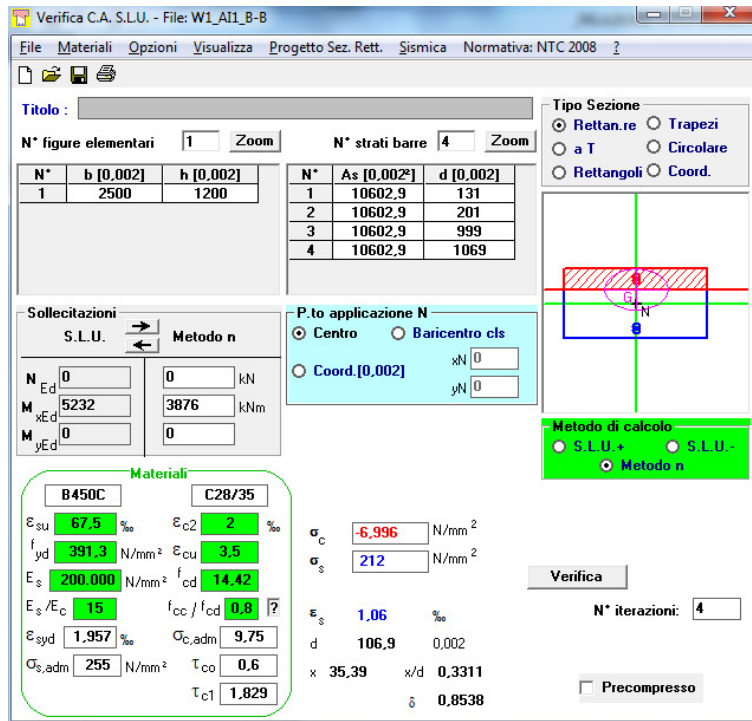


Figura 84: Sezione B-B: verifica SLS QP

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Exposure class considered	XC4	-
<b>c<sub>min,dur</sub></b>	30	mm
<b>Δc<sub>dev</sub></b>	10	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.034	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>Ø<sub>1</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>1</sub> c<sub>1</sub></b>	131	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>2</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>2</sub> c<sub>2</sub></b>	201	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>3</sub></b>	0	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>	0,00	-
Cover of layer <b>n<sub>3</sub> c<sub>3</sub></b>	0	mm
Equivalent bar diameter <b>Ø<sub>eq</sub></b>	30,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	21.206	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	353,9	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	212,0	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	282	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> x B</b>	705.083	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,03008	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub> / E<sub>s</sub></b>	0,000816	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·Ø<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	563,97	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> x (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,460	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> x (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,222	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 85: Sezione B-B: verifica fessurazione QP**

### 7.7.5 Sezione W1 – pannello R1

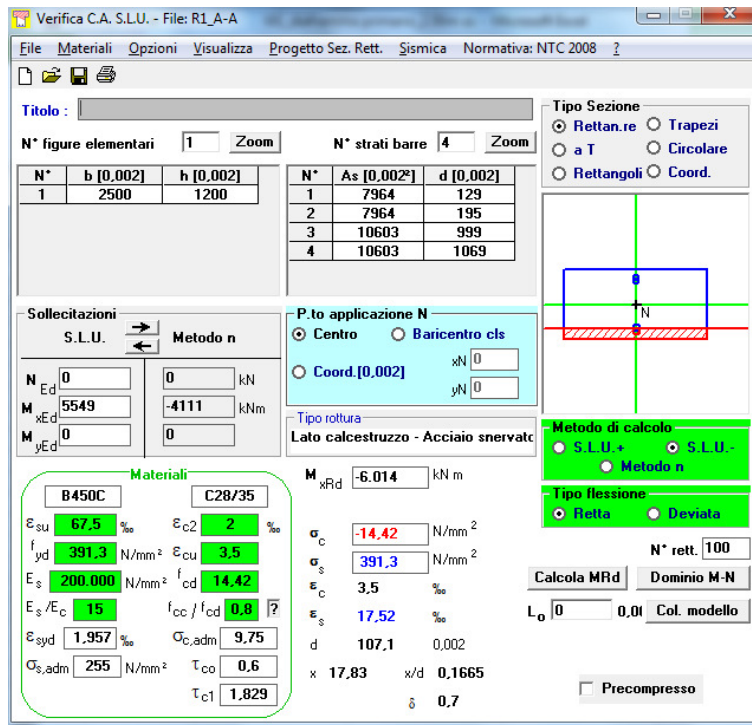


Figura 86: Sezione A-A: verifica SLU a M- - plasticizzazione ammessa

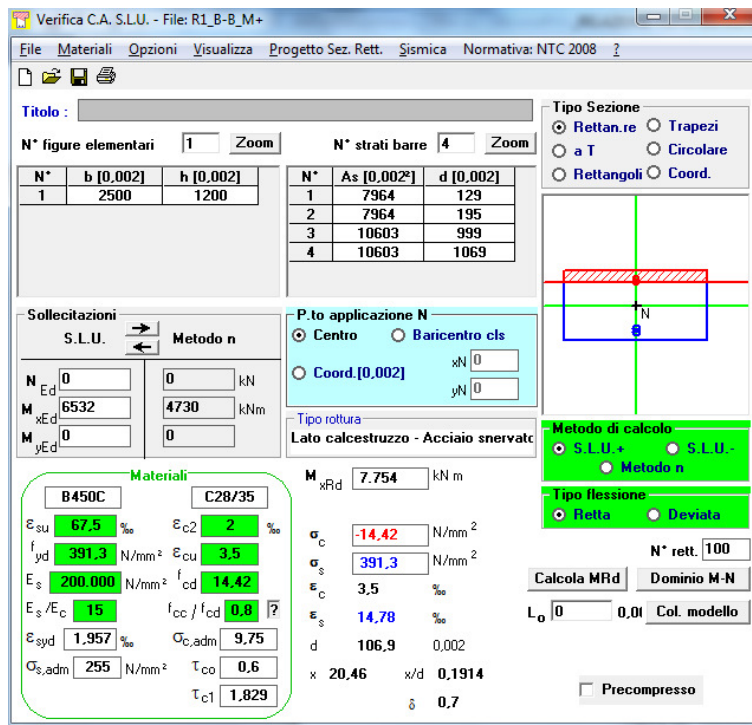


Figura 87: Sezione B-B: verifica SLU a M+



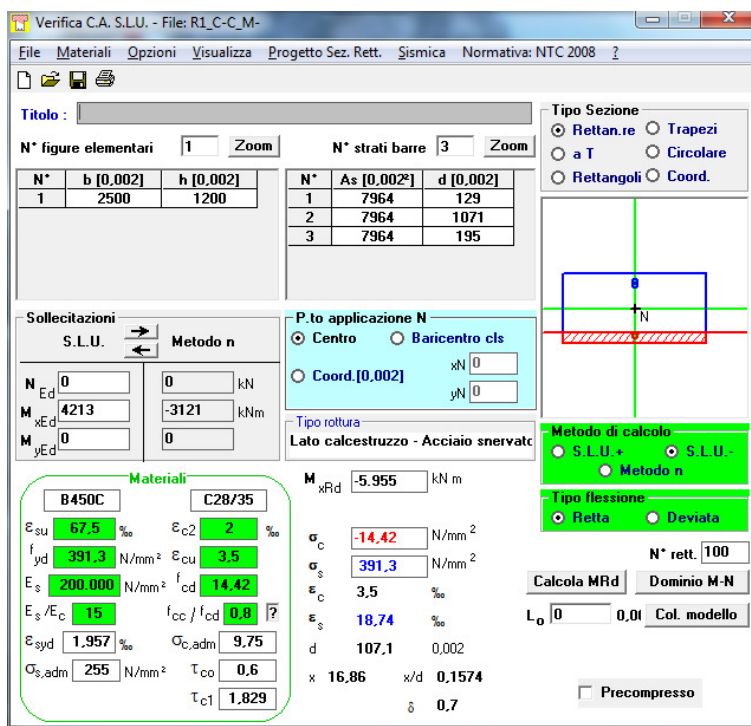


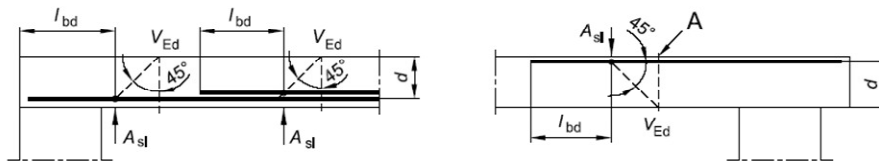
Figura 88: Sezione C-C: verifica SLU a M-

SHEAR RESISTANCE DETERMINATION		
§ 6.2.2.1 Members not requiring design shear reinforcement		
ULS Shear	$V_{Ed}$	2100 (kN)
		sl (-)
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,1090909 (-)
k	k	1,43 (-)
		1,43 (-)
Geometric tensile steel ratio	$\rho_l$	0,0029744 (-)
		0,0029744 (-)

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd,c}$  847,92 (kN)

Shear resistance provided by concrete  $V_{Rd}$  **847,92 (kN)**

§ 6.2.3.3. - Members requiring design shear reinforcement		
Stirrup diameter	$\phi_{sw}$	16 (mm)
n° of legs	$n_b$	6 (-)
Stirrup distance	s	200 (mm)
Inclination of the compression truss in respect to beam axis	$\theta$	35 (°)
Stirrup inclination	$\alpha$	90 (°)
Shear reinforcement area	$A_{sw}$	1206 (mm <sup>2</sup> )
$z = 0,9 d$	z	963,9 (mm)
Cotan $\theta$	$\cot\theta$	1,43 (-)
		1,43 (-)
Cotan $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00 (-)
Sen $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00 (-)
<b>Resistance provided by the shear reinforcement</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>3249,16 (kN)</b>
Concrete web compression resistance	$f_{cd}$	7,21 (MPa)
<b>Resistance provided by the compression truss</b>	<b><math>V_{Rct}</math></b>	<b>8165,65 (kN)</b>
Maximum area of shear reinforcement	$A_{sw,max}$	5529,29 (mm <sup>2</sup> )
<b>Shear resistance of the reinforced section</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>3249,16 (kN)</b>

**Figura 89: Verifica a Taglio**

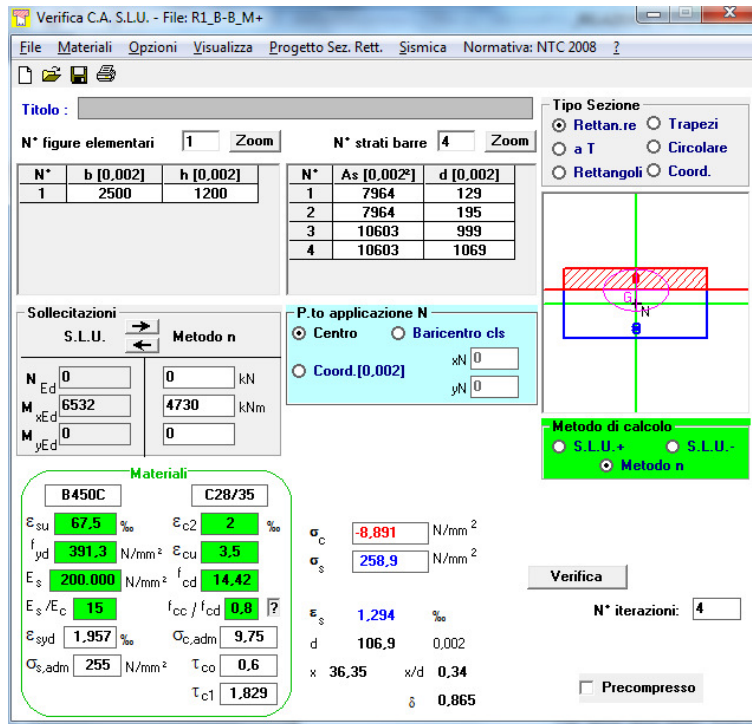


Figura 90: Sezione B-B: verifica SLS a M+

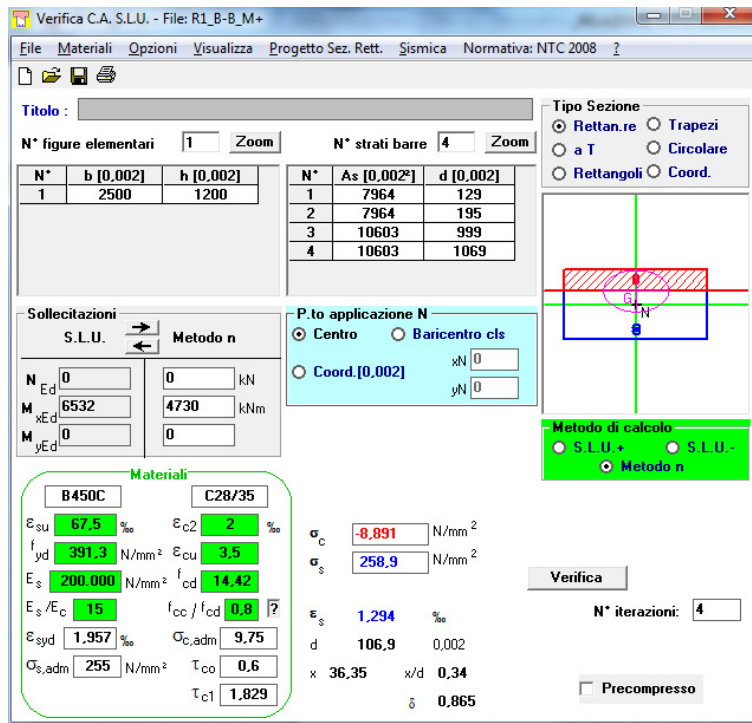


Figura 91: Sezione B-B: verifica SLS QP

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Exposure class considered	XC4	-
<b>c<sub>min,dur</sub></b>	30	mm
<b>Δc<sub>dev</sub></b>	10	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.034	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>ϕ<sub>1</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>1</sub> c<sub>1</sub></b>	131	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>2</sub></b>	30	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>2</sub> c<sub>2</sub></b>	201	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>ϕ<sub>3</sub></b>	0	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>	0,00	-
Cover of layer <b>n<sub>3</sub> c<sub>3</sub></b>	0	mm
Equivalent bar diameter <b>ϕ<sub>eq</sub></b>	30,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	21.206	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	363,5	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	258,3	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	279	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> × B</b>	697.083	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,03042	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub>/E<sub>s</sub></b>	0,001043	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·ϕ<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	562,05	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> × (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,586	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> × (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,283	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 92: Sezione B-B: verifica fessurazione QP**

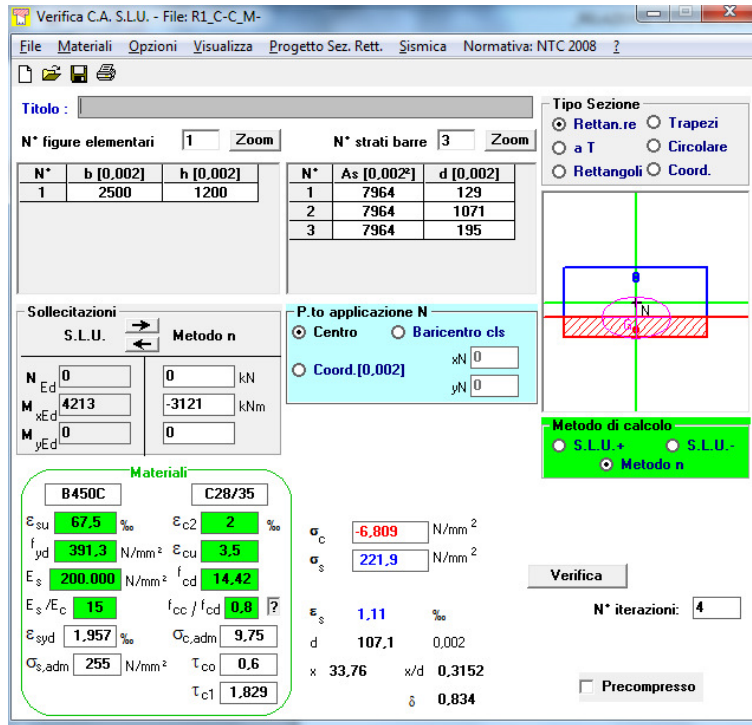


Figura 93: Sezione C-C: verifica SLS a M-

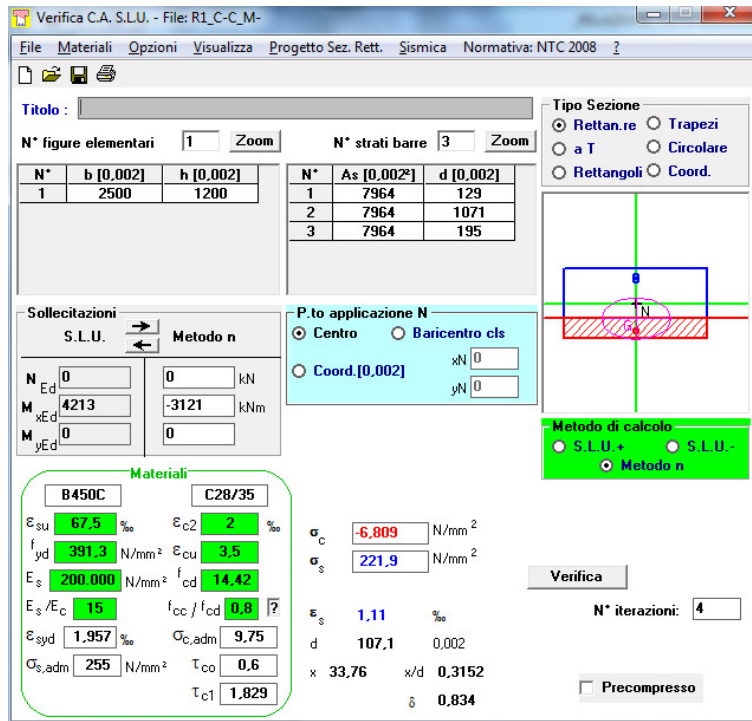
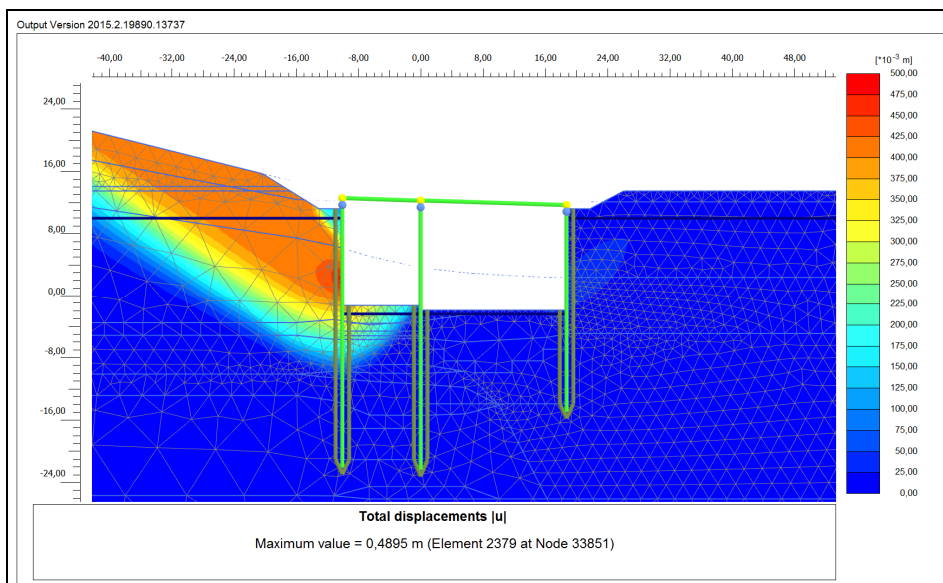


Figura 94: Sezione C-C: verifica SLS QP

Crack width verification with direct calculation according to EN 1992-1-1		
Section height <b>h</b>	1.200	mm
Section base <b>B</b>	2.500	mm
Nominal cover adopted in design <b>c<sub>nom</sub></b>	100	mm
Exposure class considered	XC4	-
<b>c<sub>min,dur</sub></b>	30	mm
<b>Δc<sub>dev</sub></b>	10	mm
Minimum cover for durability <b>c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub></b>	40	mm
Diameter of stirrups or transverse bars between bar and concrete face	16	mm
Effective height <b>d</b>	1.038	mm
Concrete grade <b>f<sub>ck</sub></b>	28	MPa
Medium value of tensile strength <b>f<sub>ct,eff</sub> = f<sub>ct,m</sub></b>	2,77	MPa
Reinforcement type 1: bar diameter <b>Ø<sub>1</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 1: number of bars <b>n<sub>1</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>1</sub> c<sub>1</sub></b>	129	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>2</sub></b>	26	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>2</sub></b>	15	-
Cover of layer <b>n<sub>2</sub> c<sub>2</sub></b>	195	mm
Reinforcement type 2: bar diameter <b>Ø<sub>3</sub></b>	0	mm
Reinforcement type 2: number of bars <b>n<sub>3</sub></b>	0,00	-
Cover of layer <b>n<sub>3</sub> c<sub>3</sub></b>	0	mm
Equivalent bar diameter <b>Ø<sub>eq</sub></b>	26,00	mm
Total reinforcement area considered in the verification <b>A<sub>s</sub></b>	15.928	mm <sup>2</sup>
Position of neutral axis (starting from compression edge) <b>x</b>	337,6	mm
Tension in steel reinforcement <b>σ<sub>s</sub></b>	221,9	MPa
Young modulus of steel <b>E<sub>s</sub></b>	206.000	MPa
Young modulus of concrete <b>E<sub>cm</sub></b>	32.308	MPa
<b>α<sub>e</sub> = E<sub>s</sub> / E<sub>cm</sub></b>	6,38	-
<b>k<sub>t</sub></b> (0.40 for long term conditions or 0.60 for short term conditions)	0,40	-
<b>h<sub>c,eff</sub> = min( 2.50(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 )</b>	287	mm
<b>A<sub>c,eff</sub> = h<sub>c,eff</sub> × B</b>	718.667	mm <sup>2</sup>
<b>ρ<sub>p,eff</sub> = A<sub>s</sub> / A<sub>c,eff</sub></b>	0,02216	-
<b>ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub> = max between (σ<sub>s</sub> - k<sub>t</sub>·f<sub>ct,eff</sub>/ρ<sub>p,eff</sub>(1+α<sub>e</sub>·ρ<sub>p,eff</sub>))/E<sub>s</sub> and 0.60·σ<sub>s</sub> / E<sub>s</sub></b>	0,000801	-
<b>k<sub>1</sub></b>	0,80	-
<b>k<sub>2</sub></b>	0,50	-
<b>k<sub>3</sub></b>	3,40	-
<b>k<sub>4</sub></b>	0,425	-
<b>s<sub>r,max</sub> = k<sub>3</sub>·c + k<sub>1</sub>·k<sub>2</sub>·k<sub>4</sub>·Ø<sub>eq</sub>/ρ<sub>p,eff</sub></b>	593,83	mm
<b>w<sub>max</sub></b>	0,300	mm
<b>w<sub>k</sub> = s<sub>r,max</sub> × (ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>)</b>	0,475	mm
<b>w<sub>k,mod</sub> = w<sub>k</sub> × (c<sub>min,dur</sub> + Δc<sub>dev</sub>) / c<sub>nom</sub></b>	0,229	mm
<b>THE VERIFICATION IS SATISFIED</b>		

**Figura 95: Sezione C-C: verifica fessurazione QP**

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,5482E-3
ForceX - Reached total force X	0,000 kN
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase propor	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight prop	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety factor	1,204



**Figura 96: Sezione W1-C1 – risultati dell’analisi c-phi reduction - A2M2R2**

## 8. Tampone in Jet grouting

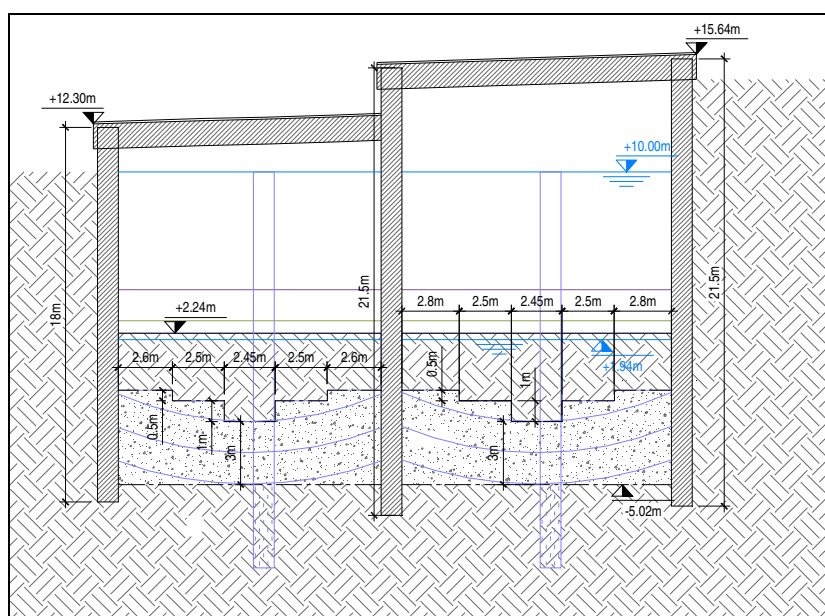
### 8.1 Generale

La premessa progettuale, e di conseguenza il requisito da soddisfare in cantiere, è che il jet grouting costituisca un tampone impermeabile; la verifica critica diventa dunque il sollevamento di fondo scavo, e sarà sempre soddisfatta considerando il peso del terreno imbarcato e l'adesione con le pareti dei diaframmi.

### 8.2 Geometria

La geometria del tampone in jet grouting è stata concepita sulla base di un'analogia strutturale: nelle vasche di larghezza minore si mantengono la forma e lo spessore precedentemente ipotizzate dal progetto di variante precedentemente emesso (par **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Laddove invece la vasca si allarga, si è pensato ad una sagomatura ad arco rovescio che possa convertire parte delle sollecitazioni "flessionali" in uno schema a sforzo assiale. Ovviamente la sagomatura è più pronunciata nelle sezioni in cui la distanza tra i diaframmi è maggiore.

La forma del jet grouting in ogni sezione di calcolo è stata inserita all'interno dei modelli Plaxis2D ed in tal modo analizzata.



**Figura 97: Sezione W12-C5**



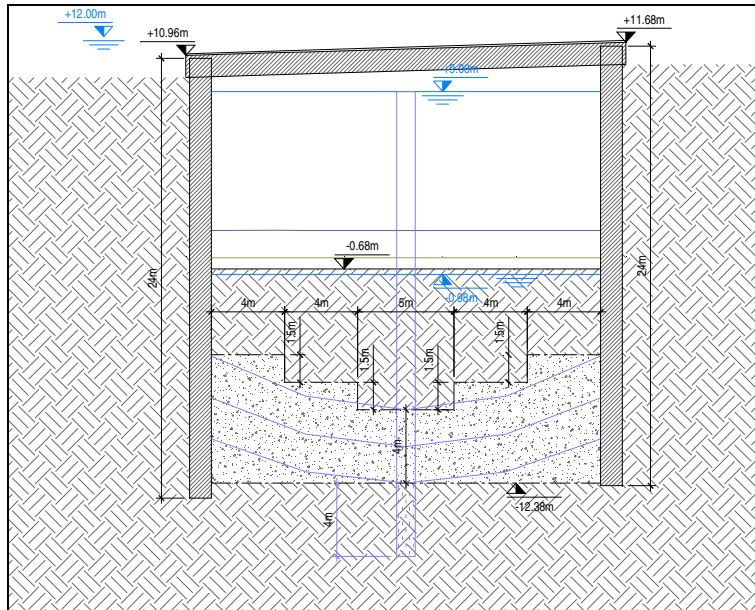


Figura 98: Sezione W6-C2

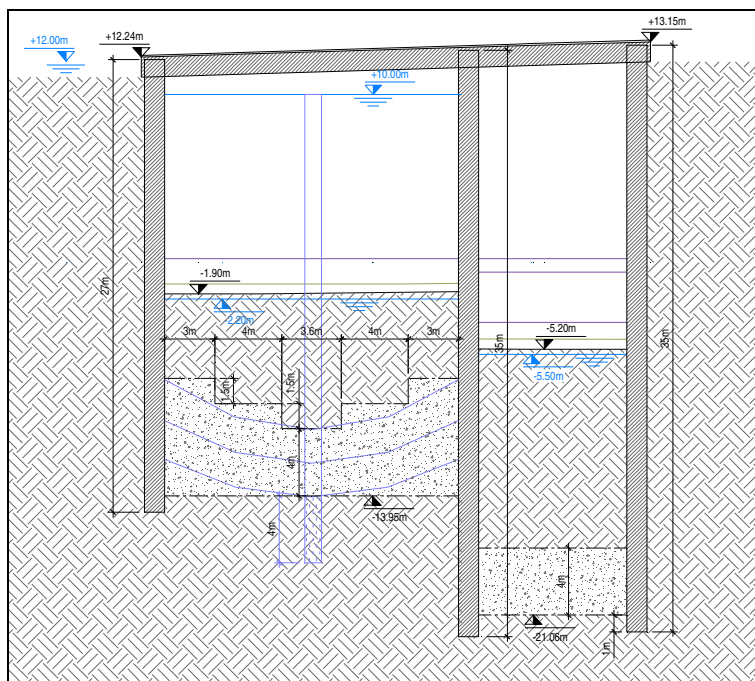


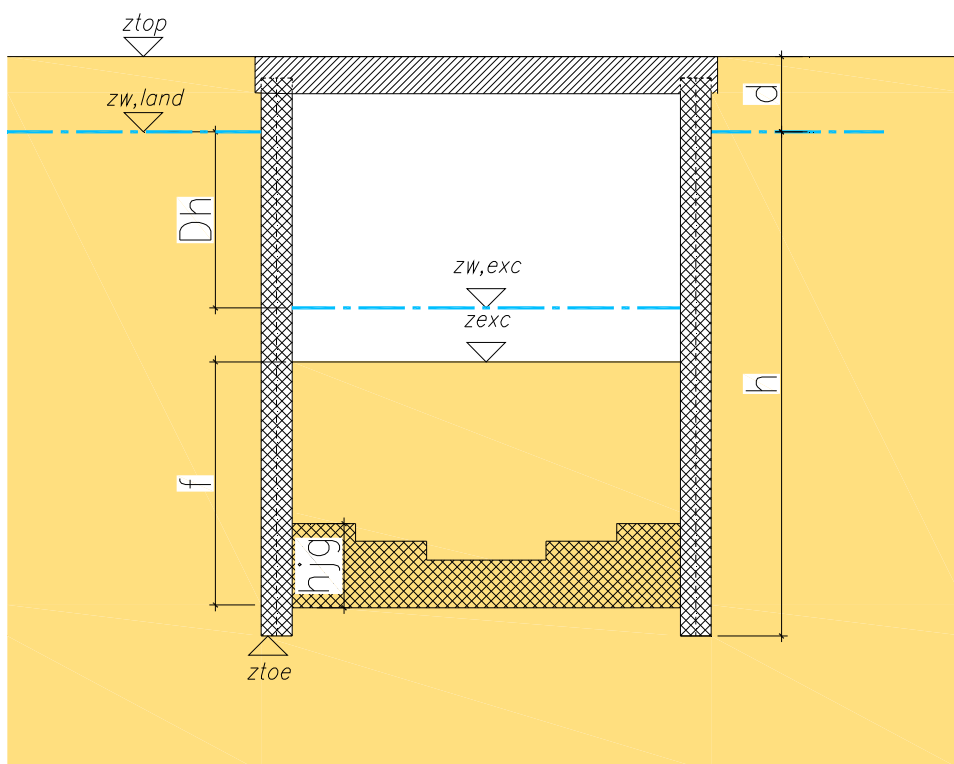
Figura 99: Sezione W1-C1

### 8.3 Caratterizzazione

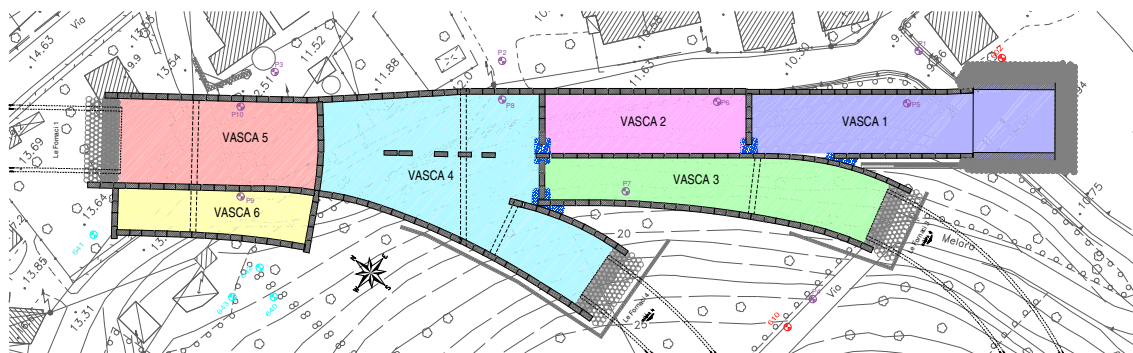
Il tampone di fondo in jet-grouting è stato caratterizzato in maniera del tutto analoga al progetto di variante precedentemente emesso (par **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), con legame costitutivo alla Mohr-Coulomb, attribuendovi una resistenza alla compressione  $\sigma_C = 2.0$  MPa, cui corrisponde, mantenendo invariato l'angolo di resistenza al taglio del terreno originale  $\phi' = 31^\circ$ , una coesione di 566 kPa. La resistenza a trazione del jet grouting è stata azzerata nel modello (inserendo un tension cutoff). Anche i parametri di deformabilità sono gli stessi, modulo  $E' = 2.0$  GPa, con  $\nu = 0.3$ . Le prove di resistenza a compressione svolte sulle carote del Campo Prova B confermano la caratterizzazione di cui sopra in termini di resistenze alla compressione.

### 8.4 Verifiche di sollevamento di fondo scavo

Con riferimento alle compartimentazioni previste, indicate in Figura 101, e con i simboli rappresentati in Figura 100, la Tabella 1 include i livelli piezometrici e di terreno utilizzati nelle verifiche.



**Figura 100 Livelli e distanze per verifiche di stabilità di fondo scavo**



**Figura 101 Compartimentazione della galleria “Le Fornaci 2”**

Data l’elevata permeabilità degli strati situati sotto il fondo scavo, si assume che la falda alla base dei diaframmi e dello strato in jet-grouting abbia lo stesso livello piezometrico della falda superficiale.

**Tabella 1 Livelli di riferimento per verifiche di stabilità del fondo scavo**

	Unità	Vasca 1	Vasca 2	Vasca 3	Vasca 4	Vasca 5	Vasca 6
Z <sub>top</sub>	[m slm]	+13.0	+12.0	+12.0	+12.0	+12.0	+12.0
Z <sub>w,lan</sub> d	[m slm]	+10.5	+10.5	+10.5	+10.5	+10.5	+10.5
Z <sub>exc</sub>	[m slm]	+2.24	+0.52	+1.68	-0.62	-1.51	-5.20
Z <sub>w,exc</sub>	[m slm]	+1.94	+0.22	+1.38	-0.92	-1.81	-5.50
Z <sub>jg</sub>	[m slm]	-5.02	-8.96	-5.65	-11.54	-13.95	-21.06

In Tabella 2 è riportata la verifica di sollevamento in blocco del fondo scavo. La verifica viene condotta controllando che il fattore di sicurezza FS sia maggiore di 1.00. Tale fattore è definito come:

$$FS = \frac{0.9 \cdot (G_{stab} + R_d)}{1.1 \cdot V_{inst}}$$

con:

- G<sub>stab</sub>** valore caratteristico del peso stabilizzante di terreno;
- V<sub>inst</sub>** valore caratteristico della sottospinta instabilizzante;
- R<sub>d</sub>** valore di progetto della resistenza al sollevamento offerta dall’adesione jet-grouting / diaframmi.

Relativamente al contributo dell’attrito / adesione sui diaframmi intermedi e laterali si è considerata una adesione di 150kPa nel tratto in jet-grouting, trascurando il contributo

degli altri strati.

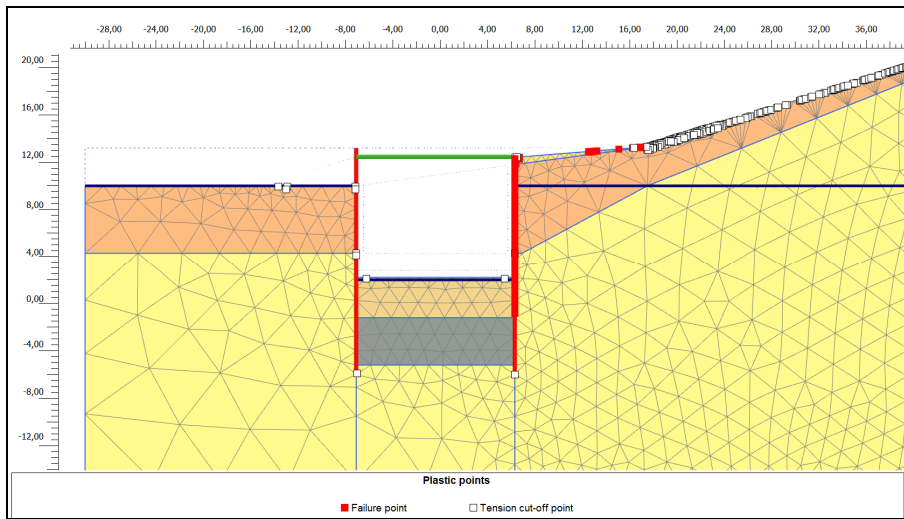
**Tabella 2 Verifica di sollevamento del fondo scavo**

Peso di terreno stabilizzante	$W_{stab}$	[kN]	84808	50358	112856	246505	184084	118366
Sottospinta idraulica	$U_{inst}$	[kN]	88927	50704	121964	243924	177394	115532
Adesione unitaria caratteristica jet grouting - diaframma	t	[kN/m <sup>2</sup> ]	150	150	150	150	150	150
Adesione unitaria di progetto jet-grouting-diaframma	$t_d$	[kN/m <sup>2</sup> ]	73.9	73.9	73.9	73.9	73.9	73.9
Spessore jet-grouting all'interfaccia con il diaframma	$h_{jg}$	[m]	4.5	4.5	4	5.25	6.5	4
Lunghezza vasca	L	[m]	48	42.5	82	90	41.7	50
Area di interfaccia jet-grouting - barrettes	$A_{barrette_s}$	[m <sup>2</sup> ]	0	0	0	36	0	0
Area di interfaccia jet-grouting - diaframmi	$A_{diafr}$	[m <sup>2</sup> ]	216	191	328	509	271	200
Adesione laterale jet-grouting diaframmi	$Q_{lat}$	[kN]	31921	28264	48473	72488	40057	29557
Fattore di sicurezza considerando l'adesione del jet grouting sulle pareti dei diaframmi	FS	[-]	1.07	1.27	1.08	1.07	1.03	1.05

### 8.5 Verifica di stabilità interna al jet grouting

La sagoma di jet grouting è stata inserita nelle sezioni tipo e nel modello di calcolo. La verifica di stabilità interna del jet grouting sotto le azioni di sollevamento viene condotta mediante l'ausilio del modello di calcolo Plaxis 2d, a partire dalla configurazione di massimo scavo, prima del getto del solettone di fondo, utilizzando l'analisi c-phi reduction. Questo tipo di analisi determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze iniziali fino al raggiungimento del collasso.

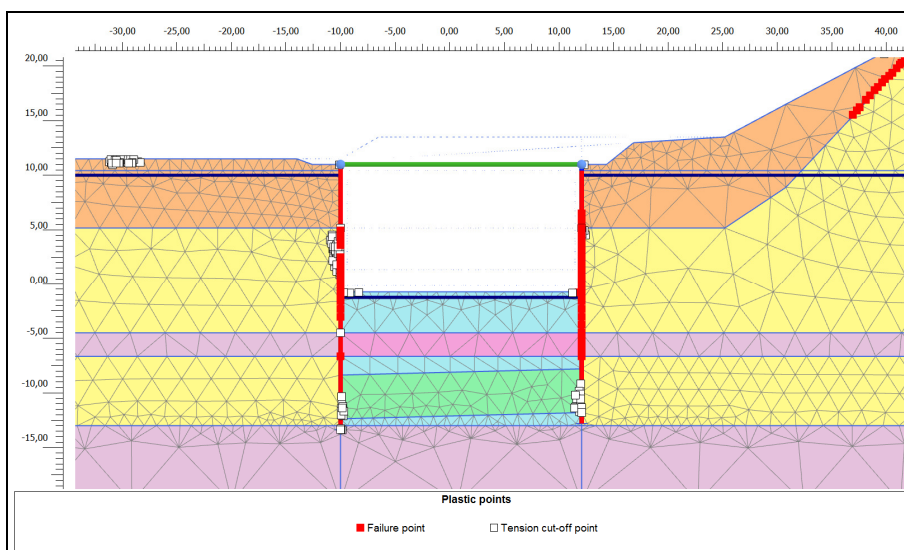
Nella fase preparatoria a tale analisi si sono fattorizzati i pesi stabilizzanti del terreno e del jet grouting tra i due diaframmi per  $0,9/1,1 = 0,81$  in base ai coefficienti suggeriti da norma per i carichi permanenti nella verifica di sollevamento di fondo scavo. In tal modo basta verificare che la fase di calcolo venga portata a termine raggiungendo un fattore di sicurezza  $>1$ .



**Figura 102: Sezione W12-C5 – fase preparatoria all’analisi c-phi reduction**

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,1128E-6
ForceX - Reached total force X	0,000 kN
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase propor	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight prop	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety factor	2,217

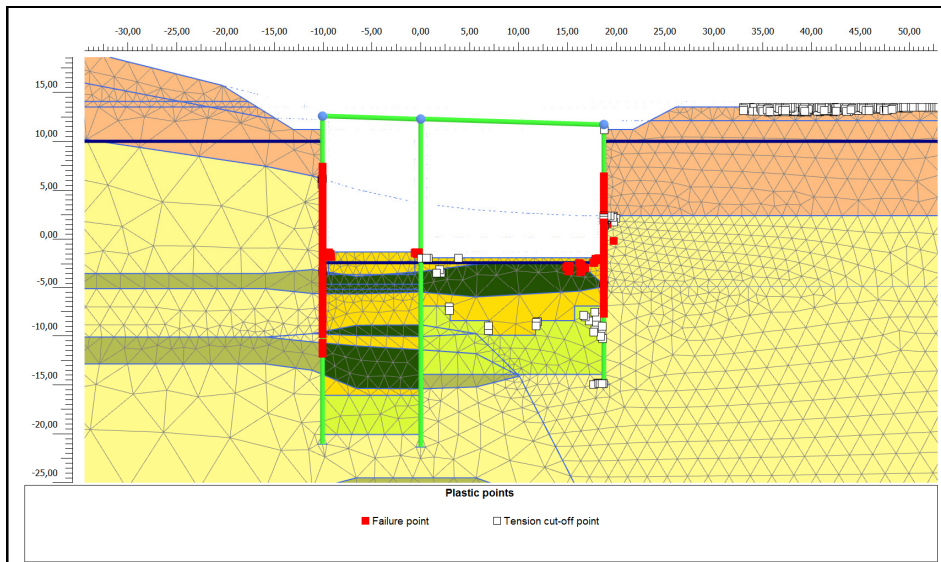
**Figura 103: Sezione W12-C5 – Fattore di sicurezza c-phi reduction**



**Figura 104: Sezione W6 - C2 – fase preparatoria all’analisi c-phi reduction**

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	-4,483E-12
ForceX - Reached total force X	0,000 kN
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase propor	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight prop	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety factor	1,432

**Figura 105: Sezione W6-C2 – Fattore di sicurezza c-phi reduction**



**Figura 106: Sezione W1 – C1 – fase preparatoria all'analisi c-phi reduction**

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,4509E-3
ForceX - Reached total force X	0,000 kN
ForceY - Reached total force Y	0,000 kN
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m <sup>2</sup>
$\Sigma M_{stage}$ - Reached phase propor	0,000
$\Sigma M_{weight}$ - Reached weight prop	1,000
$\Sigma M_{sf}$ - Reached safety factor	1,212

**Figura 107: Sezione W1 - C1 – Fattore di sicurezza c-phi reduction**