

CONSORZIO IRRIGUO DI SECONDO GRADO  
DESTRA PO – AGRO CASALESE  
COUTENZA CANALI LANZA, MELLANA E ROGGIA FUGA  
CANALI DEMANIALI DI IRRIGAZIONE  
CASALE MONFERRATO (AL)

LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA TRAVERSA E  
DEL CANALE LANZA, NONCHÈ DELLE RETI  
IRRIGUE COLLEGATE  
1° LOTTO FUNZIONALE – 1° STRALCIO  
(LOTTO LAVORI 2: RETI IRRIGUE)

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

PROGETTISTI:  
DOTT. ING.  
FULVIO BERNABEI  
DOTT. ING.  
LORENZO BENINCASA STAGNI

GRUPPO DI LAVORO:  
ALBERTO MELODIA  
GIULIA ONGARO  
SARA PELLEGRINI  
GIANLUIGI SEVINI



DIZETA INGEGNERIA STUDIO ASSOCIATO

Via Bassini, 19 – 20133 MILANO Tel. 02-70600125  
server@dizetaingegneria.it Fax 02-70600014

DATA FEBBRAIO 2022

COMMESSA N° 006/2021 REDATTO

CODICE COMMESSA ESCOUTENZA(2020) CONTROLLATO

NOME FILE APPROVATO

Mod. 8.3 F – Rev. 00

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
01	DIC 2022	RIMODULAZIONE A SEGUITO RICHIESTA REGIONE PIEMONTE DI DICEMBRE 2022			
02	GIU 2023	MODIFICHE INTERVENTI "D" A SEGUITO RICHIESTA CONSORZIO FRASSINETO PO			
03	LUG 2023	AGGIORNAMENTO PREZZI 2023 E SUDDIVISIONE LOTTI DI LAVORI			

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premesse</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Parametri geotecnici</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>Descrizione dei carichi</b>	<b>8</b>
4.1	Peso proprio delle opere	8
4.2	Forze d'attrito	8
4.3	Spinta delle terre	8
4.3.1	Criteri sull'introduzione della resistenza passiva	9
4.4	Spinta delle acque	10
4.5	Azioni sismiche	10
<b>5</b>	<b>Criteri generali di verifica</b>	<b>11</b>
5.1	Verifiche geotecniche	11
<b>6</b>	<b>Reti irrigue collegate</b>	<b>14</b>
6.1.1	Problematiche emerse e soluzioni individuate	14
6.1.2	Descrizione degli interventi in progetto	16
6.1.2.1	Tipologico interventi	16
6.1.2.2	Sintesi degli interventi	23
6.1.2.3	Consorzio Irriguo Borgo San Martino (n° 03)	24
6.1.2.4	Consorzio Irriguo Frassineto Po (n° 04)	25
6.1.2.5	Consorzio Irriguo Giarole (n° 05)	25
6.1.2.6	Consorzio Irriguo Occimiano (n° 08)	25
6.1.2.7	Consorzio Irriguo Scarampi – Cascinone (n° 09)	26
6.1.2.8	Consorzio Irriguo Ticineto (n° 12)	26
6.1.2.9	Consorzio Irriguo Delle Vallare (n° 13)	27
<b>6.2</b>	<b>Disegni di riferimento</b>	<b>28</b>
<b>6.3</b>	<b>Caratteristiche dei materiali impiegati</b>	<b>28</b>
6.3.1	Calcestruzzo strutturale classe C25/30	28
6.3.2	Calcestruzzo strutturale classe C32/40	29
6.3.3	Acciaio per cemento armato tipo B450C	30
6.3.4	Scelta del copriferro	31
<b>6.4</b>	<b>Valutazione dell'azione sismica</b>	<b>32</b>
<b>6.5</b>	<b>Muri prefabbricati h=170 cm</b>	<b>33</b>
6.5.1	Studio delle strutture	33

6.5.1.1	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	33	
6.5.1.2	Combinazione statica	34	
6.5.1.3	Combinazione sismica	40	
<b>6.6</b>	<b>Canale prefabbricato 100 cm (S2)</b>		<b>41</b>
<b>6.6.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>		<b>41</b>
6.6.1.1	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	41	
6.6.1.2	Combinazione statica	42	
6.6.1.3	Combinazione sismica	48	
<b>6.7</b>	<b>Canale prefabbricato 85 cm (S3)</b>		<b>49</b>
<b>6.7.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>		<b>49</b>
6.7.1.1	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	49	
6.7.1.2	Combinazione statica	50	
6.7.1.3	Combinazione sismica	56	
<b>6.8</b>	<b>Canale gettato in opera h=125 cm (S2)</b>		<b>57</b>
<b>6.8.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>		<b>57</b>
6.8.1.1	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	57	
6.8.1.2	Combinazione statica	58	
6.8.1.3	Combinazione sismica	64	
<b>6.9</b>	<b>Canale gettato in opera h=108 cm (S3)</b>		<b>64</b>
<b>6.10</b>	<b>Salto di fondo (S2)</b>		<b>65</b>
<b>6.10.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>		<b>65</b>
6.10.1.1	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	65	
6.10.1.2	Combinazione statica	66	
6.10.1.3	Combinazione sismica	72	
<b>6.11</b>	<b>Salto di fondo (S3)</b>		<b>72</b>
<b>6.12</b>	<b>Manufatti di derivazione (S2)</b>		<b>73</b>
<b>6.12.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>		<b>73</b>
6.12.1.1	Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	73	
6.12.1.2	Combinazione statica	74	
6.12.1.3	Combinazione sismica	80	
<b>6.12.2</b>	<b>Verifiche delle carpenterie</b>		<b>80</b>
6.12.2.1	Telaio TL1	80	
<b>6.13</b>	<b>Manufatti di derivazione (S3)</b>		<b>88</b>
<b>6.13.1</b>	<b>Verifiche delle carpenterie</b>		<b>88</b>
6.13.1.1	Telaio TL1	88	
<b>6.14</b>	<b>Manufatti di sovrappasso (S2)</b>		<b>89</b>
<b>6.14.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>		<b>89</b>

6.14.1.1	<i>Definizione dei carichi e delle loro combinazioni</i>	89
6.14.1.2	<i>Modellazione e risultati dell'analisi</i>	92
6.14.1.3	<i>Verifiche effettuate</i>	98
6.14.1.4	<i>Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità</i>	114
<b>6.15</b>	<b>Manufatti di sovrappasso (S3)</b>	<b>115</b>
6.15.1.1	<i>Definizione dei carichi e delle loro combinazioni</i>	115
6.15.1.2	<i>Modellazione e risultati dell'analisi</i>	117
6.15.1.3	<i>Verifiche effettuate</i>	123
6.15.1.4	<i>Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità</i>	139
<b>6.16</b>	<b>Sifone – Intervento I3</b>	<b>140</b>
<b>6.16.1</b>	<b>Studio delle strutture</b>	<b>140</b>
6.16.1.1	<i>Definizione dei carichi e delle loro combinazioni</i>	140
6.16.1.2	<i>Modellazione e risultati dell'analisi</i>	142
6.16.1.3	<i>Verifiche effettuate</i>	161
6.16.1.4	<i>Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità</i>	184
<b>6.17</b>	<b>Telaio TL1</b>	<b>184</b>
<b>6.17.1</b>	<b>Descrizione delle opere</b>	<b>184</b>
<b>6.17.2</b>	<b>Disegni di riferimento</b>	<b>185</b>
<b>6.17.3</b>	<b>Caratteristiche dei materiali impiegati</b>	<b>185</b>
<b>6.17.4</b>	<b>Definizione dei carichi e verifiche effettuate</b>	<b>185</b>
6.17.4.1	<i>Portata del grigliato</i>	186
6.17.4.2	<i>IPE220 – Verifica a flessione</i>	188
6.17.4.3	<i>IPE220 – Verifica a taglio</i>	190
6.17.4.4	<i>Verifica a taglio delle ali della IPE220</i>	190
6.17.4.5	<i>IPE220 – Verifica della freccia massima</i>	191
6.17.4.6	<i>IPE220 – Verifica della struttura di supporto</i>	192
6.17.4.7	<i>Trave di estremità</i>	197
<b>6.18</b>	<b>Sifone – Intervento I4</b>	<b>202</b>
<b>7</b>	<b>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati</b>	<b>203</b>



## **1 Premesse**

La presente relazione illustra le verifiche atte al dimensionamento delle strutture previste in progetto nell'ambito della progettazione esecutiva dei lavori di ristrutturazione della traversa e del canale Lanza e delle reti irrigue collegate, opere gestite dalla Coutenza Canali Lanza, Mellana e Roggia Fuga – Canali Demaniali di Irrigazione con sede a Casale Monferrato (AL).

Complessivamente tali lavori riguardano i seguenti due lotti funzionali:

### 1° lotto funzionale

- interventi sul Canale Lanza;
- Interventi sulle reti irrigue collegate (consorzi di primo grado);

### 2° lotto funzionale

- Interventi sulla Traversa Lanza.

Il presente progetto esecutivo riguarda esclusivamente gli interventi del 1° lotto funzionale ed in particolare gli interventi previsti nel 1° stralcio (lotto lavori 2: reti irrigue), a seguito anche delle modifiche intercorse per rendere compatibili le somme a disposizione dei lavori con l'aggiornamento dei prezzi all'anno corrente.

In particolare, nel Capitolo 2 è chiarita quale sia la normativa sulla cui base sono state effettuate le verifiche. Riferimenti dettagliati a paragrafi e tabelle in normativa sono precisati puntualmente ove ritenuto opportuno negli altri capitoli.

Nel Capitolo 3 riassunti i parametri geotecnici desunti dalla *Relazione geologica* e utilizzati per le analisi.

Nel capitolo 4 sono analizzati i carichi considerati per le verifiche;

Nel capitolo 5 sono riassunti i criteri generali e i coefficienti utilizzati per le verifiche.

Nel capitolo 6 sono riportate le verifiche relative alle opere previste per gli interventi sulle reti irrigue. In particolare sono stati analizzati:

- Muri prefabbricati  $h=170$  cm
- Canali prefabbricati
- Canali gettati in opera
- Salti di fondo
- Manufatti di derivazione (con verifica delle carpenterie)
- Manufatti di sovrappasso
- Sifoni

Nel capitolo 7 è riportato il giudizio motivato di accettabilità dei risultati richiesto da normativa [NTC2018 – Par.10.2.1].

## **2 Normativa di riferimento**

Il dimensionamento e la verifica delle strutture sono stati condotti in conformità alla normativa nazionale vigente, ed in particolare, nel rispetto delle disposizioni dei seguenti testi:

- A. Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018 (di seguito "NTC 2018");
- B. Circolare esplicativa 11/02/2019 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (di seguito "Circolare");
- C. Norma UNI EN 1992-1-1:2015 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole per gli edifici" (di seguito "EC2");
- D. Norma UNI 11104:2016 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produttività e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- E. Norma UNI EN 206-1: "Linee guida sul calcestruzzo strutturale".
- F. UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";

### 3 Parametri geotecnici

Come riportato nella *Relazione geologica*, al fine di ricostruire il modello geotecnico dell'area che sarà interessata dagli interventi di progetto, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche così articolata:

- 20 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- 5 stendimenti sismici con metodologia MASW;
- 5 prove HVSR.
- micropiezometri installati entro i fori delle prove penetrometriche dinamiche DPSH

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH e le indagini geofisiche sono state svolte lungo il tracciato del Canale Lanza.

Da tali prove è risultato che *"...In generale, spostandosi da monte a valle del canale, i terreni investigati sono costituiti da sabbie limose da poco a discretamente addensate (UL 1-2a-2b) di spessore variabile da 3 a 6 m, che ricoprono terreni ghiaiosi ben addensati (UL3a) (talora direttamente il substrato roccioso terziario); nel tratto di pianura tra il Cantone Vallare e Mirabello Monferrato le unità UL 1-2a-2b ricoprono terreni limoso argillosi sabbiosi compatti (UL3b)."*

Per la completa definizione del modello geotecnico si rimanda alla *Relazione geologica*; di seguito si riassumono i principali parametri utilizzati per le verifiche del presente elaborato.

Le verifiche relative agli interventi sul Canale Lanza riportate nella presente relazione sono svolte considerando un unico tipo di terreno per i tratti di intervento da 1 a 6 dove si prevede la realizzazione di muri prefabbricati di altezza 240 cm.

#### Tratti 1-6

Nelle tabelle di seguito si riporta, per le unità litologiche più superficiali, il coefficiente di spinta attiva  $k_A$  (vedi par. 4.3, calcolato assumendo  $\alpha = 90^\circ$ ), da cui si è determinato che le spinte maggiori sono quelle relative all'unità UL1, i cui parametri sono quindi stati assunti nelle verifiche seguenti. Si sono considerate unicamente le unità superficiali in quanto, avendo queste ultime spessore sempre superiore a 4 m, tutti gli interventi in progetto ricadono al loro interno.

Sono inoltre stati trascurati i parametri relativi al tratto 2 in quanto in questo tratto non è previsto il posizionamento di muri prefabbricati.

Per ciascuno strato si sono calcolate le spinte agenti su un manufatto di altezza 2.40 m (pari ai muri previsti in progetto), secondo la seguente formula:

$$S = \frac{1}{2} (\gamma_{nat,1} * k_{A,1} * H_1 - 2c'_{1} * \sqrt{k_{A,1}}) * (H_1 - z_{c,1})$$

con:  $H_1 = z_{p.c.} - z_{fondo}$

$$z_{c,1} = \frac{2c'_{1}}{\gamma_{nat,1} \cdot \sqrt{k_{A,1}}} (\text{profondità critica, dove } \sigma'_{H,A} = 0)$$

Muro prefabbricato h=240 cm		Unità litotecnica	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]		$k_A$	$\gamma \cdot k_A$	$-2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_A}$	$H_1$ [m]	$z_{c,1}$ [m]	$S$ [kN/m]
	Tratto 1	UL1	17	26.9	10.0		0.335	<b>5.699</b>	-11.58	2.4	2.03	0.39
	Tratto 3	UL2a	17.5	30.3	10.0		0.294	5.143	-10.84	2.4	2.11	0.22
	Tratto 4	UL1	17	26.9	10.0		0.335	<b>5.699</b>	-11.58	2.4	2.03	0.39
	Tratto 5	UL2b	18	31.4	10.0		0.282	5.068	-10.61	2.4	2.09	0.24
	Tratto 6	UL1	17	26.9	10.0		0.335	<b>5.699</b>	-11.58	2.4	2.03	0.39

Si può osservare che, come anticipato, le spinte maggiori si hanno in corrispondenza dell'unità UL1.

Nelle prove penetrometriche riportate nella *Relazione geologica*, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, per cui nelle verifiche seguenti non si è considerata presenza di falda.

## 4 Descrizione dei carichi

Di seguito sono descritti i carichi agenti sulle opere introdotte nel capitolo precedente. Questi fanno riferimento al peso proprio delle strutture, alle spinte del terreno e dell'acqua e alle forze inerziali in condizioni sismiche.

### 4.1 Peso proprio delle opere

Per il calcolo dei pesi propri delle opere si sono assunte le densità riportate nella tabella seguente.

Materiale	Peso
Calcestruzzo armato	25.00 [kN/mc]
Acqua	9.81 [kN/mc]

### 4.2 Forze d'attrito

L'angolo di attrito tra opera e terreno è stato posto pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno:

$$\delta = 2/3 \cdot \phi'$$

Nella verifica a scorrimento del manufatto è stato invece considerato l'attrito calcestruzzo-terreno tra la platea di fondazione e il terreno sottostante, considerando un coefficiente di attrito pari a  $\mu = \tan \phi$ .

### 4.3 Spinta delle terre

Le pressioni attive e passive dei terreni in condizione drenata sono state calcolate con le seguenti formule:

$$\sigma_{h,A} = \begin{cases} \gamma_{nat} \cdot z \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A} & (\text{sopra falda}) \\ \gamma_{nat} \cdot z_w \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A} + \gamma' \cdot z^* \cdot K_A & (\text{sotto falda}) \end{cases}$$

$$\sigma_{h,P} = \begin{cases} \gamma_{nat} \cdot z \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P} & (\text{sopra falda}) \\ \gamma_{nat} \cdot z_w \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P} + \gamma' \cdot z^* \cdot K_P & (\text{sotto falda}) \end{cases}$$

dove:

- $z$  è la profondità rispetto al piano campagna;
- $z_w$  è la profondità di falda rispetto alla quota del piano campagna;
- $z^*$  è la profondità rispetto alla quota di falda.
- $\gamma_{nat}$  è il peso specifico naturale del terreno
- $c'$  è la coesione efficace del terreno
- $\gamma' = \gamma_{nat} - \gamma_w$  è il peso specifico del terreno sommerso, essendo  $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$  il peso specifico dell'acqua.

Le spinte dei terreni sono state calcolate applicando gli opportuni coefficienti di spinta attiva o passiva, in relazione agli stati di cinematisma delle opere e agli angoli d'attrito dei terreni. I coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati ottenuti dalle relazioni di Coulomb [Fondazioni – progetto e analisi – Joseph E. Bowles]:

- $K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$  è il coefficiente di spinta attiva secondo la

formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles], essendo  $\alpha$  l'inclinazione del muro,  $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$  l'angolo di attrito cls-terreno, e  $\beta$  l'inclinazione del piano campagna a monte del muro;

- $k_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$  è il coefficiente di spinta passiva secondo la

formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles];

Le pressioni attive e passive dei terreni in condizione non drenata sono state calcolate con le seguenti formule:

$$\sigma_{h,A} = \gamma_{nat} \cdot z - 2C_u$$

$$\sigma_{h,P} = \gamma_{nat} \cdot z + 2C_u$$

dove:

- $z$  è la profondità rispetto al piano campagna;
- $\gamma_{nat}$  è il peso specifico naturale del terreno
- $C_u$  è la coesione non drenata del terreno

Nel caso in esame, poiché si trascura cautelativamente la coesione, tutte le analisi sono state svolte in condizioni drenate.

#### 4.3.1 Criteri sull'introduzione della resistenza passiva

La normativa [NTC2018 – Par. 6.5.3.1.1] stabilisce, relativamente ai muri di sostegno, a cui le opere in progetto possono essere assimilate ai fini delle verifiche di stabilità geotecnica:

*"...Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera."*

Nelle analisi svolte in questo elaborato non è mai stata considerato il contributo della resistenza passiva.

#### 4.4 Spinta delle acque

Le acque di falda agiscono orizzontalmente sulle opere in termini di pressione laterale idrostatica e verticalmente come sottospinta e come volume gravante sulle opere.

#### 4.5 Azioni sismiche

Per la stima delle azioni sismiche, si è eseguita un'analisi pseudo-statica mediante il metodo dell'equilibrio limite. L'impiego del foglio di calcolo Spettri.NTC ver 1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha permesso di valutare l'accelerazione attesa al suolo, note le coordinate del sito e le caratteristiche topografiche e stratigrafiche.

Nell'ambito della *Relazione geologica* sono stati individuati i parametri sismici relativi al Canale Lanza, suddividendo quest'ultimo in quattro macro aree di riferimento; data la scarsa variabilità di tali parametri nel tratto di analisi, nella presente relazione si è fatto cautelativamente riferimento solamente ai dati relativi al tratto più a valle, che risultano leggermente superiori.

Coerentemente con quanto previsto nella *Relazione geologica*, nella determinazione delle accelerazioni si sono considerati i parametri relativi costruzioni con livelli di prestazione ordinari e classe d'uso II, ovvero una vita nominale  $VN=50$  anni e un coefficiente d'uso  $C_u=1$ . Si sono inoltre assunte categoria di sottosuolo B e categoria topografica T.

Dal foglio di calcolo Spettri.NTC ver 1.0.3 è stata ricavata l'accelerazione orizzontale massima attesa su riferimento rigido ( $a_g$ , cfr *Relazione geologica*), sulla base della quale sono calcolati i coefficienti sismici orizzontale e verticale  $k_h$  e  $k_v$  da applicare alle forze agenti sul sistema per ottenere i corrispettivi valori inerziali indotti dal sisma [NTC 7.11.6.2.1]:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove  $\beta_m$  rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Per lo SLV risulta:

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>
$a_g$	0.053g
$a_{max}$	0.62 m/s <sup>2</sup>
$\beta_m$	1
$k_h$	0.064
$k_v$	±0.032

Il coefficiente  $\beta_m$  è stato assunto unitario come previsto da normativa per muri non liberi di subire spostamenti rispetto al terreno (scelta cautelativa) [NTC2018 – Par. 7.11.6.2.1].

## 5 Criteri generali di verifica

In accordo con la normativa vigente, le analisi sono state svolte con un approccio semi-probabilistico agli stati limite ultimi.

Gli approcci e i coefficienti utilizzati per le verifiche svolte nel presente elaborato sono specificati puntualmente ove necessario; nel paragrafo seguente si riporta una panoramica degli approcci e dei coefficienti previsti da normativa per le verifiche geotecniche.

### 5.1 Verifiche geotecniche

Per ognuna delle opere di progetto sono state eseguite le analisi geotecniche relative alla combinazione dei carichi più sfavorevole alla quale esse possono trovarsi soggette nel corso della loro vita nominale. Inoltre sono state effettuate anche verifiche con riferimento alle condizioni sismiche.

Per le verifiche SLU di stabilità globale, la normativa [A] prescrive l'utilizzo della combinazione di coefficienti A2-M2-R2 [NTC – 6.8.2].

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Tab. 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
Coesione 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	$\gamma_\gamma$	$\gamma^\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

Per le verifiche SLU di tipo geotecnico (scorrimento sul piano di posa, ribaltamento e collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno), la normativa [A] prescrive per i muri di sostegno, a cui l'opera è assimilabile, l'utilizzo della combinazione di coefficienti A1-M1-R3 [NTC – 6.5.3.1.1].



Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Tab. 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
Coesione 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	$\gamma_r$	$\gamma^r$	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici (UPL), la normativa [A] prescrive invece l'utilizzo dei seguenti coefficienti [NTC – 6.2.4.2]:

Tab. 6.2.III - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Per le verifiche a sifonamento (HYD) la normativa prevede invece [NTC – 6.2.4.2]:

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico  $i$  risulti non superiore al gradiente idraulico critico  $i_c$  diviso per un coefficiente parziale  $\gamma_R = 3$ , se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale  $\gamma_R = 2$  nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale  $\gamma_R = 2$ .

NOTA: come dettagliato nel seguito, per le opere in esame non risulta necessario svolgere le verifiche a sollevamento, scorrimento, ribaltamento e a sifonamento; si riportano quindi unicamente le verifiche di stabilità globale e di capacità portante.

## **6 Reti irrigue collegate**

Gli interventi sulle reti irrigue sono localizzate sui territori Comunali di Casale Monferrato, Frassineto Po, Borgo San Martino, Occimiano, Giarole e Ticineto, e consistono sostanzialmente nel rivestimento di tratti di canali naturali caratterizzati da fenomeni di infiltrazione, in alcuni casi accentuati e accelerati dalla presenza delle nutrie, o dalla vicinanza di corsi d'acqua naturali posti a quota inferiore che aumentano il drenaggio naturale, nonché dalla ristrutturazione di alcune delle opere di presa ad essi afferenti.

Per far fronte alle problematiche evidenziate, gli interventi in progetto prevedono il rivestimento dei fossi naturali con delle canaline prefabbricate di varie sezioni, a seconda dell'entità del corso d'acqua.

I manufatti prefabbricati offrono le migliori garanzie nei confronti della tenuta idraulica, richiedendo la sola posa di giunti trasversali fra gli elementi e assicurando l'impermeabilità grazie alla continuità fra il fondo e le sponde. Il canale rivestito consente anche di ridurre l'entità degli interventi di manutenzione, sia di tipo ordinario sulla vegetazione che facilmente invade i fossi naturali, sia di tipo straordinario necessario in presenza di dissesti delle sponde, che possono provocare crolli di materiale, limitando così la pervietà dell'alveo.

La puntuale localizzazione degli interventi, gli sviluppi planimetrici e le tipologie di manufatti previsti sono descritti nei paragrafi seguenti e nelle tavole di progetto RI.

### **6.1.1 Problematiche emerse e soluzioni individuate**

A seguito della prima fase di raccolta della documentazione, dei sopralluoghi e dei contatti con i Consorzi, si è potuto constatare come, per ogni consorzio, la rete irrigua sia composta in parte da canali rivestiti e, in parte, da fossi naturali. Le principali problematiche emerse si riferiscono alle perdite per infiltrazione, di diversa entità a seconda del tipo di suolo sul quale insistono i canali non rivestiti, ma anche porzioni della rete rivestita risultano localmente danneggiate o ammalorate. La progressiva erosione delle sponde, oltre a compromettere la pervietà e la continuità dei canali, può anche provocare danni alle infrastrutture stradali che spesso corrono parallele alla rete idrica, minando la stabilità dei rilevati.

Le necessità di ristrutturazione caratterizzano quindi un po' tutta la rete irrigua del Comprensorio: si è però riconosciuta come prioritaria e particolarmente urgente la soluzione del problema delle perdite che caratterizzano i canali irrigui, ai fini di minimizzare gli sprechi di risorsa idrica e di incrementare l'efficienza del sistema di irrigazione.

Come già anticipato poco sopra, per far fronte alle problematiche di cui sopra, si è ritenuto che la soluzione ottimale, da un punto di vista tecnico, economico e realizzativo, fosse quella di rivestire i fossi naturali con delle canaline prefabbricate, intervento che è già stato realizzato negli anni in alcuni tratti. I manufatti scatolari aperti sono infatti quelli che offrono le migliori garanzie nei

confronti della tenuta idraulica, richiedendo la sola posa di giunti trasversali fra gli elementi e assicurando l'impermeabilità grazie alla continuità fra il fondo e le sponde. Il canale rivestito consente anche di ridurre l'entità degli interventi di manutenzione, sia di tipo ordinario sulla vegetazione che facilmente invade i fossi naturali, sia di tipo straordinario necessario in presenza di dissesti delle sponde, che possono provocare crolli di materiale, limitando così la pervietà dell'alveo.

Non va inoltre trascurato che nell'area oggetto di intervento sono presenti produttori specializzati di canali per irrigazione, ai quali i Consorzi di primo grado hanno già in passato fatto riferimento con soddisfazione, la cui vicinanza ai cantieri consentirà di contenere i costi di fornitura e di trasporto.

Le canaline prefabbricate, che per la maggior parte sono di ridotte dimensioni, agevoleranno infine la realizzazione dei lavori: non tutti i cantieri, infatti, saranno di facile accesso e l'utilizzo di elementi solo da assemblare durante la posa in opera permetterà di fare uso di mezzi di dimensioni adeguate allo stato dei luoghi. La semplicità di posa offre anche buone garanzie per la corretta esecuzione del lavoro.

Le canaline adottate sono tutte aperte di forma trapezia, simile a quella dei canali esistenti. Dal punto di vista paesaggistico gli interventi previsti sono stati progettati in modo da inserirsi nell'ambiente circostante con il minimo impatto, andando a modificare il meno possibile il paesaggio agricolo originario: si è infatti operato con l'intento di ridurre al minimo i movimenti terra, prevedendo – come si è detto – la posa di elementi prefabbricati di forma prossima a quella dei fossi da rivestire; tutte le superfici interessate dai lavori, a interventi ultimati, saranno poi opportunamente sistemate e inerbite con la tecnica dell'idrosemina, così da ripristinare la naturalità dei luoghi nell'intorno dei nuovi manufatti che, di fatto, risulteranno visibili solo nelle loro immediate vicinanze o dall'alto. Oltre alla posa delle canalette prefabbricate sono previsti dei tratti gettati in opera. In particolare, questi ultimi sono tipicamente previsti in corrispondenza di curve o raccordi con manufatti esistenti da mantenere. Sono, inoltre, previsti manufatti gettati in opera riguardo i sovrappassi presenti che verranno ripristinati, salti di fondo, e opere di derivazione. È previsto anche il rifacimento di due sifoni nell'ambito del consorzio Scarampi Cascinone.

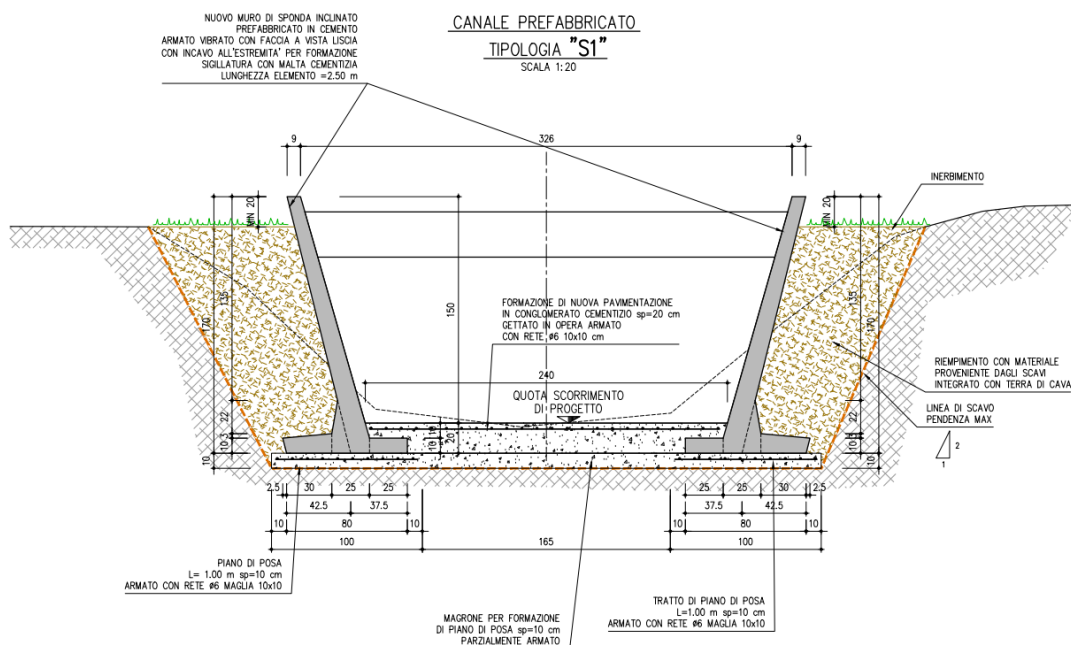
Nelle pagine che seguono, per ognuno dei consorzi di cui sopra, vengono descritte le principali criticità evidenziate e le soluzioni progettuali proposte (vedi tavv. RI).

## 6.1.2 Descrizione degli interventi in progetto

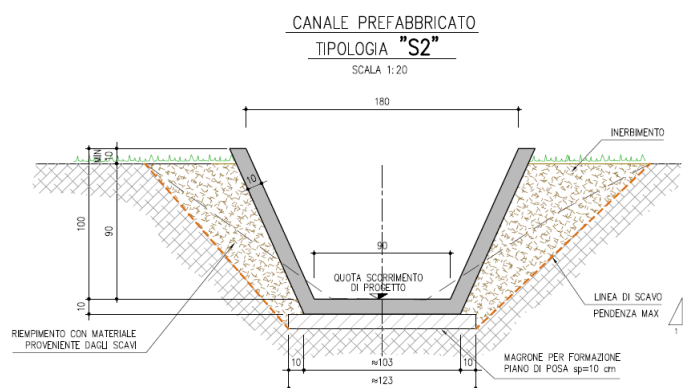
### 6.1.2.1 Tipologico interventi

Gli interventi, come accennato, riguardano il rivestimento di canali irrigui naturali realizzato con elementi prefabbricati. Sulla base dei rilievi effettuati sono stati individuati tre tipologici di rivestimento denominati S1, S2 e S3 a dimensione rispettivamente decrescente.

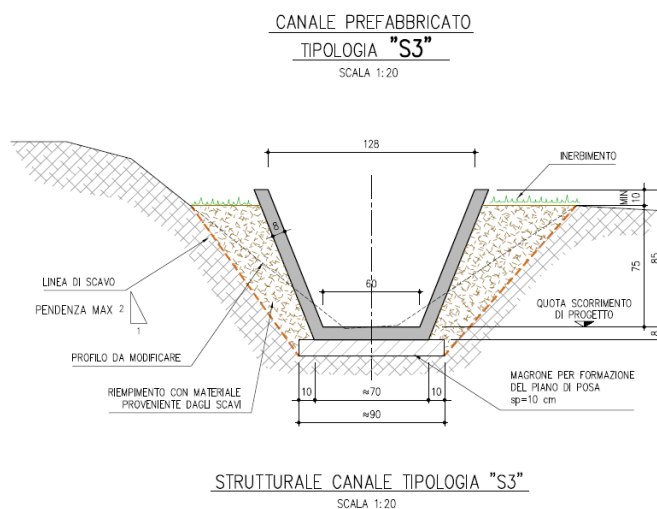
La tipologia S1 prevede la posa di muri prefabbricati di altezza utile 1.50 m, lunghezza 2.50 m; il rifacimento del fondo con conglomerato cementizio armato di spessore 20 cm posato su 10 cm di magrone. La larghezza del fondo sarà pari 2.40 m. Verrà prevista la sigillatura verticale tra gli elementi prefabbricati con malta cementizia idraulica monocomponente a presa ultrarapida nonché la formazione di giunti trasversali sul nuovo fondo alveo ogni 24 m, mediante intasamento dei giunti di pavimentazione a seguito dell'estrazione della lastra di polistirolo mediante miscela bitumata composta da bitume tipo 80-100 al 40%, sabbia al 40% e cemento al 20%. I rinterri previsti saranno effettuati con materiale proveniente dagli scavi. L'intervento si conclude con l'inerbimento delle aree rimaneggiate per gli scavi.



La tipologia S2 prevede la posa di canalette prefabbricate in c.a.v. a forma trapezia di dimensioni interne 180 cm di larghezza in testa, 90 cm di larghezza sul fondo e altezza 100 cm. Lo spessore del prefabbricato sarà di 10 cm e verrà posato previa preparazione del piano di posa su magrone di spessore 10 cm. I rinterri previsti saranno effettuati con materiale proveniente dagli scavi; l'intervento si conclude con l'inerbimento delle aree rimaneggiate per gli scavi.



La tipologia S3 prevede la posa di canalette prefabbricate in c.a.v. a forma trapezia di dimensioni interne 128 cm di larghezza in testa, 60 cm di larghezza sul fondo e altezza 100 cm. Lo spessore del prefabbricato sarà di 10 cm e verrà posato previa preparazione del piano di posa su magrone di spessore 10 cm. I rinterri previsti saranno effettuati con materiale proveniente dagli scavi; l'intervento si conclude con l'inerbimento delle aree rimaneggiate per gli scavi.

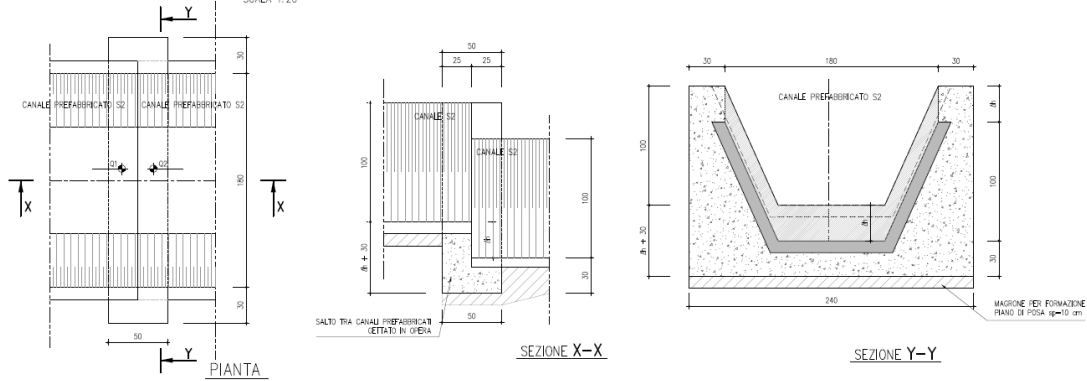


I manufatti salti di fondo, sovrappassi e derivazioni saranno gettati in opera e raccordati con le canalette con tratti di canale anch'esso gettato in opera. Tali manufatti risultano presenti solo nei tratti di canale rivestiti con le tipologie S2 e S3. Nelle figure seguenti si riportano i tipologici dei citati manufatti, rimandando alle tavole RI 3.1, RI 3.2.1, RI 3.2.2 e RI 3.3 per i dettagli costruttivi e strutturali sottolineando in questa sede solo che le carpenterie metalliche previste, la cui fornitura e posa sarà a carico dei singoli Consorzi irrigui, saranno realizzate in acciaio INOX AISI 304.

## Salti di fondo

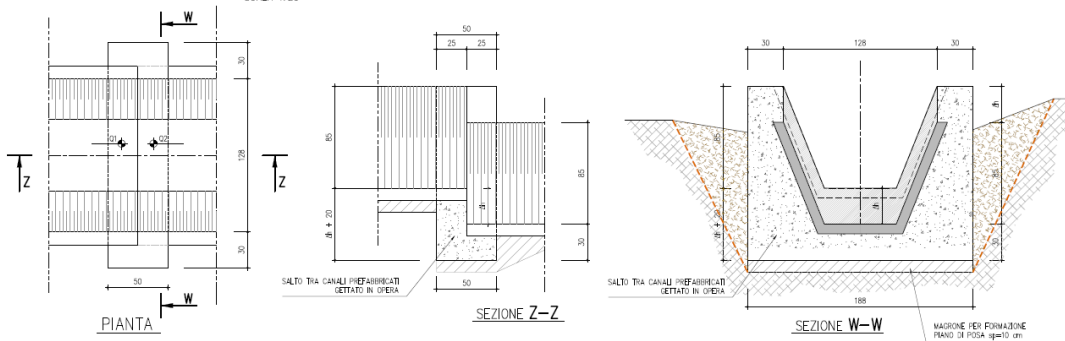
**SALTO DI FONDO PER CANALE TIPO S2**

SCALA 1:20



**SALTO DI FONDO PER CANALE TIPO S3**

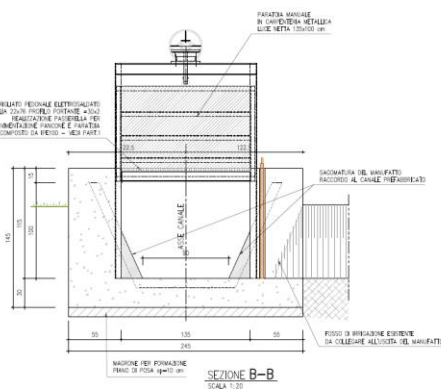
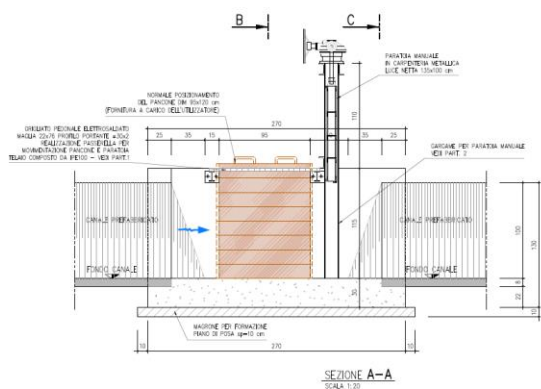
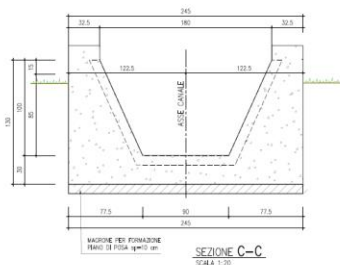
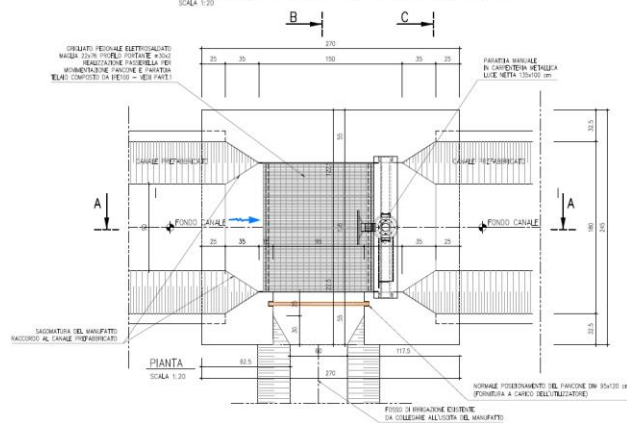
SCALA 1:20



## Derivazioni - Manufatti

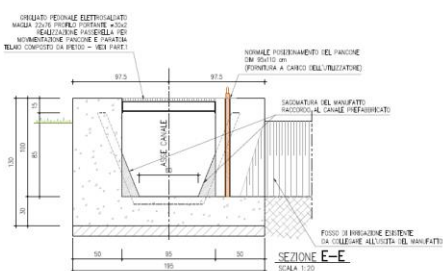
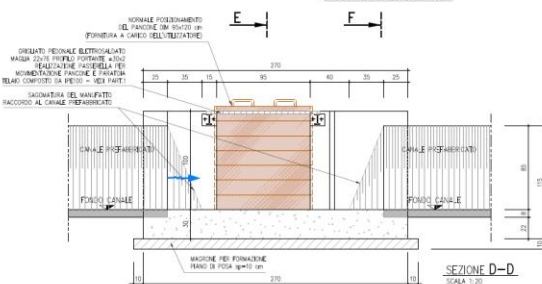
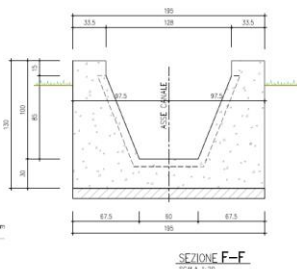
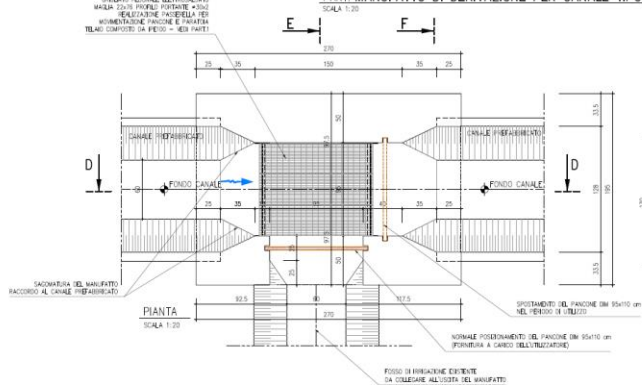
### PART. MANUFATTO DI DERIVAZIONE PER CANALE TIPO S2

SCALA 1:20



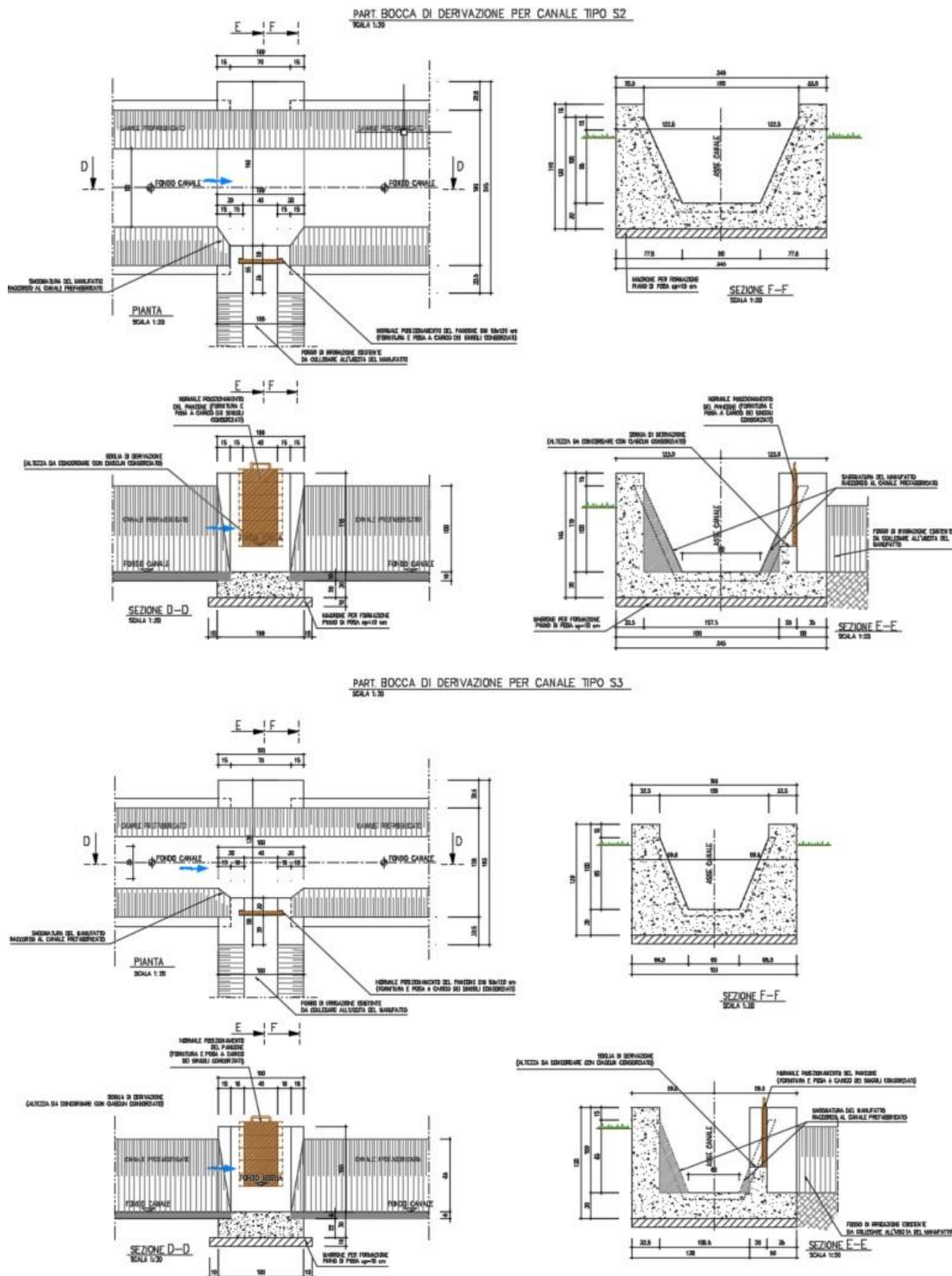
### PART. MANUFATTO DI DERIVAZIONE PER CANALE TIPO S3

SCALA 1:20

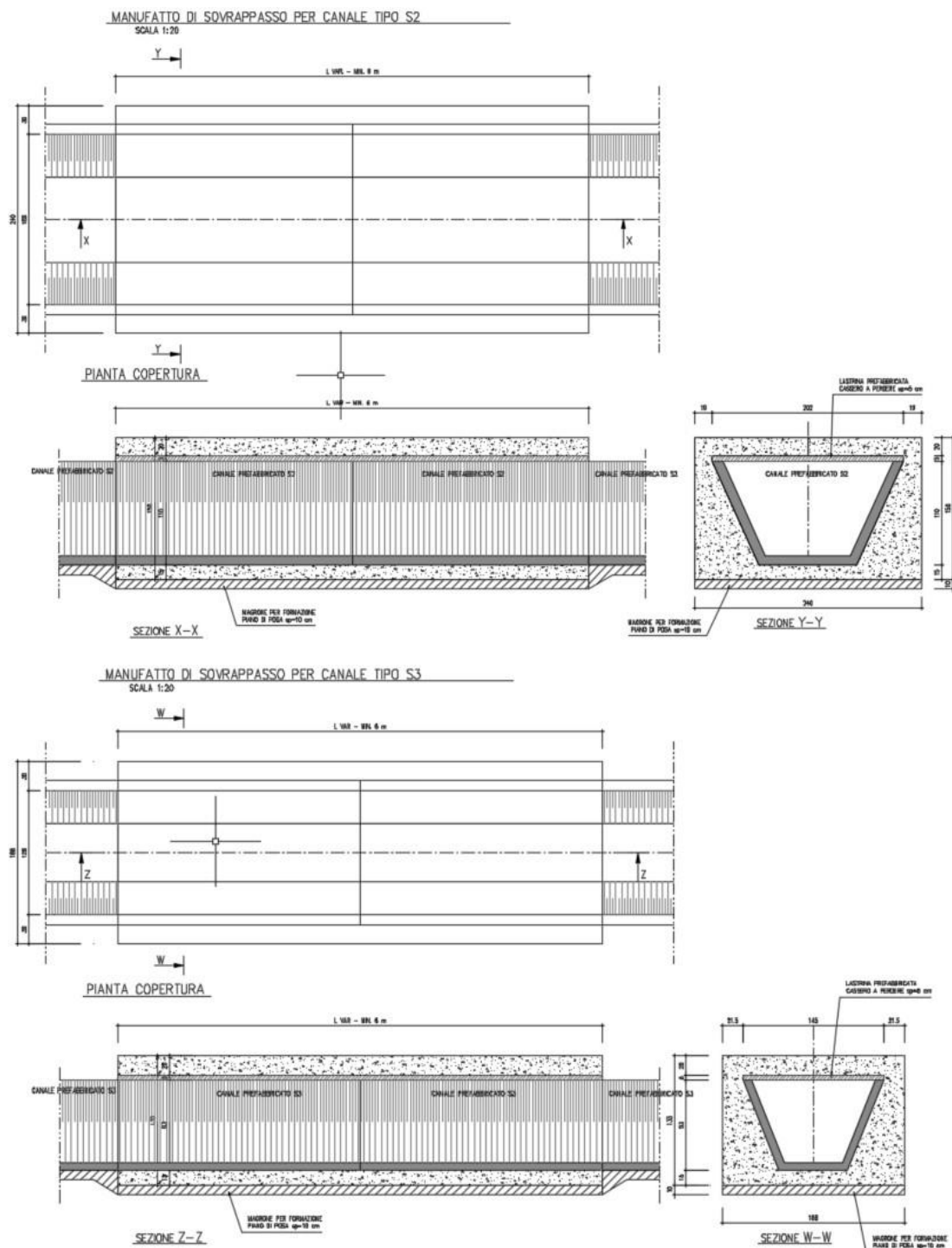




## Derivazioni - Bocche



## Sovrappassi



Nel progetto è previsto inoltre il rifacimento di due sifoni presenti nel consorzio Scarampi-Cascinone che verranno realizzati tramite la posa di condotti in cls DN1200. In particolare, oltre alla realizzazione dei manufatti costituenti i sifoni, sono previsti le seguenti lavorazioni:

- nell'ambito dell'intervento I3.1, sono stati inseriti in progetto degli interventi di difesa spondale sul Rio Gattolero e sul Torrente Rotaldo, realizzati con opere in massi (vedi Tav. RI-I3.1.2);
- nell'ambito dell'intervento I4, è stato previsto in progetto il rifacimento di due tratti di canalina esistente per permetterne il collegamento coi manufatti di imbocco ed uscita del sifone nonché la realizzazione di due manufatti di sottopasso tipo "S3" necessari per ripristinare, al termine dei lavori, la funzionalità di due prese esistenti che oggi convogliano l'acqua ad altrettanti canali irrigui a servizio dei campi adiacenti all'area d'intervento. È previsto, altresì, il ripristino del tratto della pavimentazione stradale della SP57 interessato dagli scavi, per uno sviluppo totale di 20 m (vedi Tav. RI-I4.1.2).

Si rimanda alle tavole RI-I3.1 e RI-I4 per i dettagli.

### 6.1.2.2 Sintesi degli interventi

Nella seguente tabella si riporta una sintesi degli interventi suddivisa per tipologia, nei paragrafi successivi si descrivono gli interventi previsti per ciascun consorzio.

Tipologia canaletta progetto	Consorzio	Canale	Intervento di progetto	Lunghezza interventi in progetto			Salti	Derivazioni		Sovrappassi (S)
				L canalina [m]	L getti [m]	L tot [m]		Bocche (B)	Manufatti (D)	
S1	Frassineto Po	CFR1	D1	1931	0	1931	0	0	0	0
S1	Scarampi-Cascinone	CSC1	I3	555	0	555	0	0	0	0
			<b>Tot.</b>			<b>2486</b>				
S2	Borgo San Martino	CBM2	C2	1667	90	1757	2	11	5	2
S2	Borgo San Martino	CBM4	C3	485	0	485	0	2	1	3
S2	Borgo San Martino	CBM5	C7	640	30	670	1	7	4	8
S2	Giarole	CGR2	E1	1565	85	1650	3	15	3	8
S2	Ticineto	CTI0	N1	990	20	1010	0	18	1	6
S2	Ticineto	CTI2/3	N2	685	0	685	0	5	1	0
S2	Delle Vallare	CDV1	O1	885	10	895	0	4	2	7
S2	Delle Vallare	CDV1	O2	1580	90	1670	0	11	4	4
S2	Delle Vallare	CDV1	O3	640	120	760	0	5	4	1
			<b>Tot.</b>			<b>9582</b>				
S3	Borgo San Martino	CBM5	C4	505	50	555	0	8	3	3
S3	Borgo San Martino		C5	167	15	182	0	0	0	0
S3	Borgo San Martino		C6	485	0	485	0	4	1	4
S3	Occimiano	COC9	H1	495	0	495	1	4	1	0
S3	Occimiano	COC11	H2	510	0	510	3	4	2	4
S3	Occimiano	COC13	H3	380	0	380	1	3	2	2
S3	Occimiano		H4	1003	142	1145	2	4	2	9
S3	Occimiano		H5	310	10	320	0	1	2	4
S3	Ticineto	CTI2	N3	1335	170	1505	2	15	7	9
S3	Ticineto	CTI4	N4	2555	135	2690	6	8	6	5
			<b>Tot.</b>			<b>8267</b>				
S4	Scarampi-Cascinone		I3	0	30.65	30.65	Rifacimento sifone			
S4	Scarampi-Cascinone		I4	0	36	36	Rifacimento sifone			

Tot.	66.65				
------	-------	--	--	--	--

S1	MURI DI SPONDA PREF. INCLINATI H=170 LARGHEZZA CANALE ALLA BASE L=240
S2	CANALETTA PREF. TRAPEZIA DIM. 90/180 H=100
S3	CANALETTA PREF. TRAPEZIA DIM. 60/128 H=85
S4	SIFONE - TUBI CLS DN1200

### 6.1.2.3 Consorzio Irriguo Borgo San Martino (n° 03)

Nel Consorzio Borgo San Martino alcuni tratti naturali della rete irrigua sono caratterizzati da elevate perdite per infiltrazione, dovute alla vicinanza di alvei naturali posti a quote inferiori e alle buche scavate dalle nutrie nelle sponde. Altra problematica riguarda l'approvvigionamento idrico da fonti alternative, nel caso in cui non venga garantita la portata di concessione dalla derivazione della Lanza.

Le principali criticità riscontrate sono le seguenti:

1. il canale CBM1 che deriva dal Canale Lanza è naturale per il primo tratto e soggetto a perdite;
2. il canale CBM2, dopo circa 700 m di tratto rivestito, è naturale e caratterizzato da forti perdite per infiltrazione, aumentate dalla vicinanza con il Torrente Rotaldo e dai buchi scavati dalle nutrie;
3. anche i tratti CBM4 e CBM5, lunghi rispettivamente circa 930 m e 530 m, che hanno origine dal CBM2, sono caratterizzati da perdite per infiltrazione.

Il progetto prevede il rivestimento di un tratto di circa 1757 m di canale (intervento C2), il rivestimento di un tratto di circa 485 m di canale (intervento C3) e il rivestimento di un tratto di circa 670 m di canale (intervento C7) con una sezione tipo S2; il rivestimento di un tratto di circa 555 m di canale CBM5 (intervento C4), il rivestimento di un tratto di circa 182 m di canale (intervento C5), il rivestimento di un tratto di circa 485 m di canale (intervento C6), con sezione tipo S3.

#### *6.1.2.4 Consorzio Irriguo Frassineto Po (n° 04)*

L'Amministrazione comunale di Frassineto Po ha evidenziato la necessità di procedere con l'ammodernamento e la ristrutturazione della rete per fronteggiare le perdite di risorsa idrica, in special modo accentuate nei tratti naturali e in quelli in cui il rivestimento è ammalorato.

Gli interventi di progetto, che affrontano le principali criticità, riguardano il rivestimento di un tratto complessivo di circa 1931 m di canale (intervento D1) con una tipo S1.

#### *6.1.2.5 Consorzio Irriguo Giarole (n° 05)*

Il Consorzio di Giarole possiede una rete consortile ben distribuita sul territorio, che si trova in uno stato di conservazione generalmente buono. Questo fa sì che, in condizioni climatiche e idrologiche medie, le due derivazioni P20 e P26 garantiscano la copertura dei fabbisogni irrigui.

Persistono tuttavia delle esigenze legate al contenimento delle perdite, alla sistemazione idrogeologica di rii naturali e alla necessità di poter ricorrere a fonti alternative nel caso in cui non sia garantita la portata di concessione.

Nell'area a nord del consorzio il terreno è ghiaioso e favorisce le perdite per infiltrazione in corrispondenza di tutti i tratti di canale non rivestiti; perdite che, invece, risultano più contenute nell'area meridionale per la presenza di terreni argillosi. La manutenzione straordinaria risulta necessaria anche per alcuni tratti di canali rivestiti, lungo i quali in cui la stabilità delle sponde o la tenuta idraulica dei corpi idrici è compromessa per l'età o per cedimenti strutturali. In particolare il canale CGR2 presenta significative perdite per infiltrazione.

Gli interventi di progetto riguardano quindi il rivestimento di un tratto di canale per uno sviluppo complessivo pari a circa 1650 m (intervento E1) con una sezione tipo S2.

#### *6.1.2.6 Consorzio Irriguo Occimiano (n° 08)*

La rete irrigua del Consorzio è composta per lo più da canali non rivestiti, caratterizzati dalle consuete perdite per infiltrazione, che però solo localmente risultano significative. Talvolta lungo questi tratti naturali si innescano fenomeni di erosione delle sponde, con conseguente allargamento degli alvei e cedimenti nei terreni limitrofi.

In sintesi, queste sono le principali criticità riscontrate:

Gli interventi di progetto, che affrontano le suddette criticità, riguardano il rivestimento di un tratto di circa 495 m di canale COC9 (intervento H1), il rivestimento di un tratto di circa 510 m di canale COC11 (intervento H2), il rivestimento di un tratto di circa 380 m di canale COC13 (intervento H3),

il rivestimento di un tratto di circa 1145 m di canale (intervento H4), il rivestimento di un tratto di circa 320 m di canale (intervento H5), in tutti i tratti con una sezione tipo S3.

#### *6.1.2.7 Consorzio Irriguo Scarampi – Cascinone (n° 09)*

Lo stato della rete risulta essere buono per quanto riguarda i tratti di canale rivestiti, mentre i tratti naturali richiedono interventi al fine di minimizzare le perdite per infiltrazione, principale causa dell'abbassamento dell'efficienza irrigua in terreni ghiaiosi come quelli che caratterizzano il territorio di questo Consorzio.

I tratti in cui risulta prioritario intervenire sono, di fatto, i rami principali della rete che distribuiscono la risorsa a tutti i terreni del Consorzio.

Il progetto prevede il rivestimento di un primo tratto del canale CSC1, a partire dalla presa P22 sul Canale Mellana fino all'incrocio con la strada che unisce Cascine Dipinte con Cascina Vergante, per uno sviluppo di circa 555 m con una sezione tipo S1 (intervento I3.2) nonché il rifacimento del sifone R.Gattolero-T. Rotaldo (intervento I3.1) e del sifone SP.57 (Intervento I4).

#### *6.1.2.8 Consorzio Irriguo Ticineto (n° 12)*

Il Consorzio di Ticineto possiede una rete consortile ben distribuita sul territorio e composta per lo più da canali non rivestiti, con uno stato di conservazione mediamente abbastanza buono. Persistono tuttavia delle esigenze legate al contenimento delle perdite, alla sistemazione idrogeologica di rii naturali e alla necessità di poter ricorrere a fonti alternative nel caso in cui non sia garantita la portata di concessione.

Anche se il Consorzio può disporre di fonti di approvvigionamento diversificate (la presa P23 dal Canale Lanza, la presa PTI2 dal Rio Secco e la presa PTI3 dal Torrente Rotaldo), la mancanza di acqua nelle stagioni secche rappresenta una criticità da risolvere; esiste inoltre la necessità di aumentare l'efficienza delle reti, dal punto di vista sia funzionale che gestionale.

Le principali problematiche riscontrate sono riportate in forma sintetica nel seguito.

1. Subito a valle del sifone sotto al Torrente Rotaldo i canali adduttori principali CTI2 e CTI3 sono caratterizzati da forti perdite: il canale CTI2 nel tratto iniziale e nel tratto a valle del bypass con il canale CTI3; il cavo CTI3 in diversi tratti, per una lunghezza complessiva di circa 1050 m; problematiche analoghe riguardano anche il canale CTI4.

Il progetto prevede il rivestimento di due tratti, per uno sviluppo complessivo di circa 1010 m di canale CTI0 (intervento N1) e il rivestimento di un tratto di circa 685 m di canale (intervento N2)

con una sezione tipo S2; il rivestimento di un tratto di circa 1505 m di canale CTI2 (intervento N3) e il rivestimento di un tratto di circa 2690 m di canale CTI4 (intervento N4), con sezione tipo S3.

#### *6.1.2.9 Consorzio Irriguo Delle Vallare (n° 13)*

Lo stato della rete irrigua è generalmente buono, ad eccezione di alcuni punti che riguardano soprattutto il canale CDV1, a partire dalla presa dal Canale Lanza, che necessita di interventi per impedire l'eccessiva dispersione della risorsa idrica a seguito delle infiltrazioni nel terreno e dei costanti e progressivi danni provocati dalle nutrie. Il progetto prevede il rivestimento di un tratto di circa 895 m di canale CDV1 con sezione tipo S2 (intervento O1), seguito da un tratto di circa 1670 m sempre con sezione S2 (intervento O2), ed il rivestimento di un tratto di circa 760 m di canale (intervento O3) anch'esso con sezione tipo S2.



## 6.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere oggetto di analisi sono elencati nella tabella seguente.

Numero Tavola	Titolo Tavola	Scala
Tav. RI-1	Planimetria generale degli interventi	1:25.000
RI-2	Quadro riferimento interventi in base alla tipologia dei canali: canali tipo S1-S2-S3	1:20
Da RI-3.1 a RI-3.3	Quadro riferimento interventi in base alla tipologia dei canali: salti di fondo, manufatti di derivazione e di sovrappasso	indicata
Da RI-C2.1 a RI-O3	Consorzi irrigui – interventi: planimetria, profilo, sezioni e particolari	indicata

## 6.3 Caratteristiche dei materiali impiegati

### 6.3.1 Calcestruzzo strutturale classe C25/30

Per i manufatti prefabbricati si prevede l'utilizzo di un cls di classe minima C25/30.

Il valore di resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$  del calcestruzzo selezionato è pari a 30 MPa.

Si definiscono dunque il valore caratteristico e medio della resistenza cilindrica, rispettivamente  $f_{ck}$  e  $f_{cm}$  [NTC 2018 – Par 11.2.10.1].

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32.90 \text{ MPa}$$

Come valori della resistenza media e caratteristica a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo, rispettivamente  $f_{ctm}$  e  $f_{ctk}$ , si sono assunti i seguenti valori [NTC 2018 – Par 11.2.10.2]:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cong 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} \cong 1.79 \text{ MPa}$$

La resistenza di progetto a compressione è calcolata in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.1].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cong 14.11 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c = 1.5$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

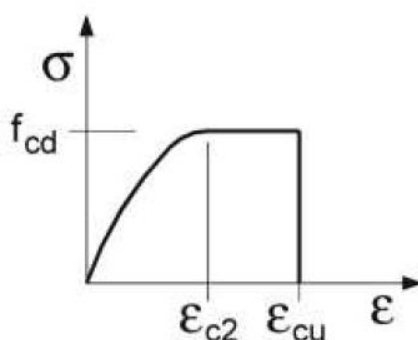
La resistenza di progetto a trazione è definita in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2].

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato valutato con la seguente formula [NTC 2018 – Par. 11.2.10.3].

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 31447 \text{ MPa}$$

Il diagramma di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.1]. In particolare si è considerato un modello  $\sigma - \varepsilon$  di tipo parabola-rettangolo.



I valori assunti per  $\varepsilon_{c2}$  ed  $\varepsilon_{cu}$  sono quelli prescritti per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60, ovvero rispettivamente 0.20‰ e 0.35‰.

### 6.3.2 Calcestruzzo strutturale classe C32/40

I manufatti gettati in opera saranno realizzati in C32/40.

Il valore di resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$  del calcestruzzo selezionato è pari a 30 MPa.

Si definiscono dunque il valore caratteristico e medio della resistenza cilindrica, rispettivamente  $f_{ck}$  e  $f_{cm}$  [NTC 2018 – Par 11.2.10.1].

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$$
$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 41.20 \text{ MPa}$$

Come valori della resistenza media e caratteristica a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo, rispettivamente  $f_{ctm}$  e  $f_{ctk}$ , si sono assunti i seguenti valori [NTC 2018 – Par 11.2.10.2]:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cong 3.10 \text{ MPa}$$
$$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} \cong 2.17 \text{ MPa}$$

La resistenza di progetto a compressione è calcolata in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.1].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cong 18.81 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c = 1.5$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

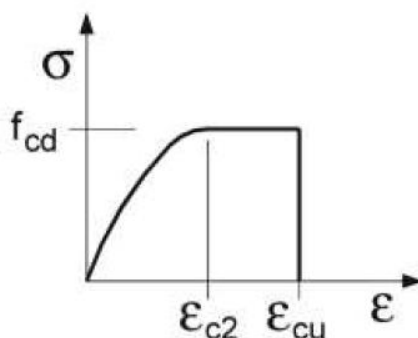
La resistenza di progetto a trazione è definita in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2].

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato valutato con la seguente formula [NTC 2018 – Par. 11.2.10.3].

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 33643 \text{ MPa}$$

Il diagramma di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.1]. In particolare si è considerato un modello  $\sigma - \varepsilon$  di tipo parabola-rettangolo.



I valori assunti per  $\varepsilon_{c2}$  ed  $\varepsilon_{cu}$  sono quelli prescritti per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60, ovvero rispettivamente 0.20‰ e 0.35‰.

### 6.3.3 Acciaio per cemento armato tipo B450C

L'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento  $f_{y,nom}$  e della tensione a carico massimo  $f_{t,nom}$  da utilizzare nei calcoli [NTC 2018 – Par. 11.3.2.1]:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$$

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

Tra i requisiti richiesti da normativa [NTC 2018 – Tab. 11.3.Ib] sono specificati i due vincoli seguenti in merito ai valori caratteristici delle tensioni.

$$f_{y,k} \geq f_{y,nom}$$

$$f_{t,k} \geq f_{t,nom}$$

Pertanto i valori considerati per le tensioni caratteristiche sono i seguenti:

$$f_{y,k} = f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$$

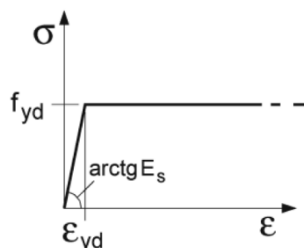
$$f_{t,k} = f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$$

La resistenza di progetto dell'acciaio  $f_{y,d}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore si ottiene come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2]:

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_s} \cong 391.3 \text{ MPa}$$

essendo  $\gamma_s = 1.15$  il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Il diagramma di progetto tensione-deformazione dell'acciaio è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.2]. In particolare si è considerato un modello  $\sigma - \varepsilon$  di elastico perfettamente plastico.



### 6.3.4 Scelta del copriferro

In accordo con la normativa, il copriferro da utilizzare nei calcoli strutturali e da riportare negli elaborati grafici si definisce come copriferro nominale  $c_{NOM}$  ed è definito come segue [EC2].

$$c_{NOM} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

- $c_{min}$  è il valore del copriferro minimo;
- $\Delta c_{dev}$  è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Lo spessore minimo del copriferro sarà il valore massimo tra quelli minimi imposti per soddisfare le esigenze di durabilità e di aderenza.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = 30 \text{ mm}$$

dove:

- $c_{min,b}$  è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature ed è pari al diametro della barra, ovvero max 30 mm nei casi in analisi;
- $c_{min,dur}$  è il copriferro minimo necessario per la durabilità dell'opera, pari a 25 mm considerando le condizioni di esposizione e la vita nominale del manufatto (con un controllo di qualità speciale della produzione può essere ridotto a 15 mm);
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  è il valore aggiuntivo del copriferro legato alla sicurezza (nel draft dell'appendice nazionale dell'Italia si consiglia di porre tale valore pari a zero);
- $\Delta c_{dur,st}$  è la riduzione del copriferro quando si utilizza acciaio inossidabile (nel draft dell'appendice nazionale dell'Italia si consiglia di porre tale valore pari a zero);
- $\Delta c_{dur,add}$  è la riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezioni aggiuntive (nel draft dell'appendice nazionale dell'Italia si consiglia di porre tale valore pari a zero).

Il draft dell'Appendice nazionale Italiana per la norma UNI EN 1992-1-1 consiglia di fissare la tolleranza  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ , dunque:

$$\Delta c_{dev} = 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

Tuttavia, qualora si prevedano controlli di qualità dei copriferri in cantiere  $\Delta c_{dev} = 5 \div 10 \text{ mm}$  e nel caso in cui tali controlli siano estremamente efficienti  $\Delta c_{dev} = 0 \div 10 \text{ mm}$ . Pertanto  $c_{NOM} = 30 \div 40 \text{ mm}$  in base ai controlli che si prevedono.

Nella fattispecie, il valore selezionato per il copriferro nominale dei manufatti gettati in opera è  $c_{NOM} = 30 \text{ mm}$ .

## 6.4 Valutazione dell'azione sismica

Le analisi sismiche sono state effettuate con i medesimi parametri considerati per le analisi del Canale Lanza, definiti al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

## 6.5 Muri prefabbricati h=170 cm

Il dimensionamento degli elementi prefabbricati risulta a carico del fornitore; di seguito si riporta il predimensionamento delle opere in esame al fine di individuarne la tipologia strutturale e definire le azioni agenti su di esso.

### 6.5.1 Studio delle strutture

#### 6.5.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

Si è considerata una configurazione a canale vuoto, così da massimizzare le sollecitazioni derivanti dai terreni; le verifiche sono state svolte in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Spinte del terreno

A scopo cautelativo si sono considerati i medesimi parametri riportati per i muri del Canale Lanza di altezza 200 cm (cfr. par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

- Pressioni falda su pareti e piede (sottopressioni) [carico permanente]

Nelle prove penetrometriche riportate nella Relazione geologica, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, ovvero a più di 2 m dal piano campagna; poiché il manufatto in esame ha una profondità, rispetto al piano campagna, inferiore a 2 m, nelle verifiche seguenti non si è considerata presenza di falda.

- Sisma

Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	PESO TERRENO	SPINTE TERRENO	SISMA
SLU FONDAMENTALE	1	1	1,3	-
SLE RARA	1	1	1	-
SLE FREQUENTE	1	1	1	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	1	-
SISMICA	1	1	1	1

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

#### 6.5.1.2 Combinazione statica

Si sono considerati i medesimi schemi di calcolo e le medesime formule riportate nel dettaglio per i muri prefabbricati di altezza 240 cm (cfr. par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), da cui le sollecitazioni agenti risultano:

$$S_1 = \frac{1}{2} (\gamma_1 * k_{A,1} * H_1^2) = 0.5 * (17 * 0.253 * 1.50^2) = 4.84 \text{ kN/m}$$

La componente orizzontale della spinta risulta quindi:

$$S_{1,H} = S_1 * \cos(90^\circ - \alpha + \delta) = 4.84 * \cos\left(90^\circ - 104.5^\circ - \frac{2}{3} * 26.1^\circ\right) = 4.84 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,k} = S_{1,H} = 4.84 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,k} = S_{1,H} * b_H = 4.84 \text{ kN} * \frac{1.50\text{m}}{3} = 2.42 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 6.29 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 3.14 \text{ kNm}$$

Trascurando il ringrosso alla base del muro, e considerando quindi uno spessore alla base di 14 cm, il quantitativo minimo di armatura necessario a soddisfare le verifiche agli SLU e agli SLE è pari a 1.80 cm<sup>2</sup>:

	<b>M<sub>ED</sub></b>	<b>N<sub>ED</sub></b>	<b>T<sub>ED</sub></b>			
	[ kNm/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]			
<b>SLU</b>	<b>3.14</b>	<b>0.00</b>	<b>6.29</b>			
<b>RARA</b>	<b>2.42</b>					
<b>FREQ.</b>	<b>2.42</b>					
<b>Q. PERM.</b>	<b>2.42</b>					
<b>VERIFICA PARETI</b>						
<b>Caratteristiche dei materiali</b>						
<b>- Cls R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa</b>						
R <sub>ck</sub> =	30	MPa				
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	24.90	MPa				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	14.11	MPa				
α <sub>cc</sub> =	0.85					coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
γ <sub>C</sub> =	1.5					coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	32.90	MPa				
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	2.56	MPa				
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	1.79	MPa				
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.19	MPa				
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	2.69	MPa				
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	31'447	MPa				
<b>- Acciaio B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa				
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa				
γ <sub>S</sub> =	1.15					coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa				
<b>Deformazioni limite cls e acciaio</b>						
Questo schema è valido per:						
- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo						
- per f <sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm <sup>2</sup>						
- un asse neutro reale dove x < h						
β <sub>1</sub> =	0.80952					
β <sub>2</sub> =	0.41597					
ε <sub>c,2</sub> =	0.002					
ε <sub>cu</sub> =	0.0035					
ε <sub>uk</sub> =	0.075					
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186					
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675					
<b>Caratteristiche geometriche della sezione di cls</b>						
b =	100	cm				
h =	14	cm				
d' =	2	cm				
d =	12	cm				



VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO						
Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione						
Verifica a taglio						
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio						
$V_{Ed, base} = 6.29 \text{ kN}$						
$A_{S, compr} = 1.80 \text{ cm}^2$						
$A_{S, tesa} = 1.80 \text{ cm}^2$						
con:						
$b_w = b = 100 \text{ cm}$						
$d' = 2 \text{ cm}$						
$h = 14 \text{ cm}$						
$d = 12 \text{ cm}$						
$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					44.68	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$						
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0015 \leq 0.02$						
A <sub>Sl</sub> = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 2.82 \text{ MPa}$						
$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$						
$A_c = b * h = 1'400 \text{ cm}^2$						
N <sub>Ed</sub> = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$					59.28	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.494$						
$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$					59.28	kN
					>	
V <sub>Ed</sub> =					6.29	kN

Verifica a flessione					
M <sub>Ed</sub> =		3.14	kNm		
N <sub>Ed</sub> =		0.00	kN		
dove:					
A <sub>S,compr</sub> =				1.80	cm <sup>2</sup>
A <sub>S,tesa</sub> =				1.80	cm <sup>2</sup>
con:					
b =	100	cm		h =	14 cm
d' =	2	cm		d =	12 cm
x <sub>1</sub> = [ε <sub>cu</sub> / (ε <sub>cu</sub> - ε <sub>yd</sub> )] * d'		4.3	cm		
- Ipotesi x < x <sub>1</sub> :					
ε <sub>c</sub> = ε <sub>cu</sub> =	0.0035				
σ' <sub>s</sub> < f <sub>yd</sub>	armatura compressa in campo elastico				
σ <sub>s</sub> = f <sub>yd</sub> =	391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f <sub>yd</sub>		
N <sub>Rd1</sub> = β <sub>1</sub> * b * x <sub>1</sub> * f <sub>cd</sub> + (A <sub>S,compr</sub> - A <sub>S,tesa</sub> ) * f <sub>yd</sub> =		489	kN		
- Calcolo del momento resistente per N <sub>Rd</sub> < N <sub>Rd1</sub> (ovvero x < x <sub>1</sub> )					
β <sub>1</sub> * b * x * f <sub>cd</sub> + σ' <sub>s</sub> * A <sub>S,compr</sub> = A <sub>S,tesa</sub> * f <sub>yd</sub> + N <sub>Ed</sub>					
dove: σ' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε <sub>cu</sub> * (1 - d' / x)					
β <sub>1</sub> * f <sub>cd</sub> * b * x <sup>2</sup> - (N <sub>Ed</sub> - ε <sub>cu</sub> * E <sub>s</sub> * A <sub>S,compr</sub> + f <sub>yd</sub> * A <sub>S,tesa</sub> ) * x - ε <sub>cu</sub> * E <sub>s</sub> * d' * A <sub>S,compr</sub> = 0					
11'422	x <sup>2</sup>	+	61'865	x	-2'646'000 = 0
x =	1.28	cm	<	x <sub>1</sub> =	4.28 cm
σ' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε <sub>cu</sub> * (1 - d' / x) =		-417.84	MPa		
M <sub>Rd</sub> = A <sub>S,tesa</sub> * f <sub>yd</sub> * (h / 2 - d') + A <sub>S,compr</sub> * σ' <sub>s</sub> * (h / 2 - d') + β <sub>1</sub> * x * b * f <sub>cd</sub> * (h / 2 - β <sub>2</sub> * x) =					
M <sub>Rd</sub> =	9.18	kNm	>	M <sub>Ed</sub> =	3.14 kNm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara						
Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio						
Verifica tensioni in esercizio						
M <sub>Ed</sub> =		2.42	kNm			
A <sub>S,compr</sub> =				1.80	cm <sup>2</sup>	
A <sub>S,tesa</sub> =				1.80	cm <sup>2</sup>	
con:						
b =	100	cm		h =	14	cm
d' =	2	cm		d =	12	cm
n =	15					
γ = A <sub>S,compr</sub> / A <sub>S,tesa</sub> =		1.00				
A <sub>S,tot</sub> = A <sub>S,tesa</sub> + A <sub>S,compr</sub> =		3.60	cm <sup>2</sup>			
x = (n * A <sub>S,tot</sub> / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A <sub>S,tot</sub> )) * (d + γ * d')) / (1 + γ)] <sup>0.5</sup> =					2.26	cm
J <sub>fess</sub> = b * x <sup>3</sup> / 3 + n * A <sub>S,tesa</sub> * (d - x) <sup>2</sup> + n * A <sub>S,compr</sub> * (x - d') <sup>2</sup> =					2'948	cm <sup>4</sup>
σ <sub>c</sub> = M <sub>Ed</sub> * x / J <sub>fess</sub> =		1.86	MPa	<	0,60 * f <sub>ck</sub> =	14.94 MPa
σ <sub>s</sub> = n * M <sub>Ed</sub> * (d - x) / J <sub>fess</sub> =		119.80	MPa	<	0,8 * f <sub>yk</sub> =	360.00 MPa

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente						
Si è condotta la verifica di fessurazione						
<u>Verifica a fessurazione</u>						
$M_{Ed} =$	2.42	kNm				
$A_{S,compr} =$				1.80	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.80	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	14	cm
$d' =$	2	cm		$d =$	12	cm
$n =$	15					
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	3.60	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				2.26	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				2'948	cm <sup>4</sup>	
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	119.80	MPa				
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$	-0.00052		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00034		
$\kappa_t =$	0.4					
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$	5.00	cm				
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$	3.91	cm				
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$	7.00	cm				
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$	391.26	cm <sup>2</sup>				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0.005					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6.68					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	6.80	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0.023	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente						
Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio						
<b>Verifica a fessurazione</b>						
$M_{Ed} = 2.42 \text{ kNm}$						
$A_{S,compr} = 1.80 \text{ cm}^2$						
$A_{S,tesa} = 1.80 \text{ cm}^2$						
con:						
$b = 100 \text{ cm}$						
$d' = 2 \text{ cm}$						
$n = 15$						
$h = 14 \text{ cm}$						
$d = 12 \text{ cm}$						
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$						
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 3.60 \text{ cm}^2$						
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 2.26 \text{ cm}$						
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 2'948 \text{ cm}^4$						
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 119.80 \text{ MPa}$						
$\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00052 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00034$						
$k_t = 0.4$						
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) = 5.00 \text{ cm}$						
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 = 3.91 \text{ cm}$						
$h_{c,eff 3} = h / 2 = 7.00 \text{ cm}$						
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b = 391.26 \text{ cm}^2$						
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.005$						
$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.68$						
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 6.80 \text{ cm}$						
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} = 0.023 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.300 \text{ mm}$						
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 1.86 \text{ MPa} < 0.45 * f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$						
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 119.80 \text{ MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$						

### 6.5.1.3 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze inerziali e le sovraspinte sismiche, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 6.4, ovvero:

$k_h$	0.064
$k_v$	$\pm 0.032$

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta del terreno.

Come descritto nella *Relazione geotecnica*, il volume del muro è pari a  $V_{muro} = 0.29 \text{ m}^3$ ; considerando il peso specifico del calcestruzzo previsto da normativa  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$ , il peso risulta  $P_{muro} = 7.25 \text{ kN/m}$ . La sua forza inerziale orizzontale è quindi pari a:

$$Fh_{muro} = P_{muro} * 0.064 = 0.46 \text{ kN/m}$$

Come descritto nella *Relazione geotecnica*, il volume del terreno gravante sulla fondazione, assunto solidale con la struttura è pari a  $V_{terr} = 0.58 \text{ m}^3$ ; considerando il peso specifico  $\gamma_{terr} = 17 \text{ kN/m}^3$ , il peso risulta  $P_{terr} = 9.81 \text{ kN/m}$ . La sua forza inerziale orizzontale è quindi pari a:

$$Fh_{terr} = P_{terr} * 0.064 = 0.62 \text{ kN/m}$$

La sovraspinta orizzontale del terreno risulta inoltre

$$S_{1,eq} = S_{1,H} * 0.064 = 0.31 \text{ kN/m}$$

Il taglio agente alla base della struttura è quindi pari a:

$$V_{Ed,sism} = S_{1,H} + S_{1,eq} + Fh_{terr} + Fh_{muro} = 6.23 \text{ kN/m}$$

Il momento agente alla base del muro è stato calcolato considerando il braccio della spinta del terreno calcolato al paragrafo precedente e i bracci di muro e terreno individuati nella *Relazione geotecnica*, ovvero:

	$Fh \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$	$B \text{ [m]}$	$M \text{ [kNm/m]}$
$Fh_{muro}$	0.46	0.57	0.26
$Fh_{terr}$	0.62	0.82	0.51
$S_{1,eq}$	0.31	0.50	0.16
$S_{1,H}$	4.84	0.50	2.42
$M_{Ed,sism} =$			3.35

Poiché nella combinazione sismica le azioni sono assunte con coefficiente unitario, il taglio agente è inferiore a quelle calcolate nella combinazione SLU, mentre il momento è appena superiore, per cui le verifiche risultano soddisfatte.

## 6.6 Canale prefabbricato 100 cm (S2)

Il dimensionamento degli elementi prefabbricati risulta a carico del fornitore; di seguito si riporta il predimensionamento delle opere in esame al fine di individuarne la tipologia strutturale e definire le azioni agenti su di esso.

### 6.6.1 Studio delle strutture

#### 6.6.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

A favore di sicurezza si è analizzata una configurazione a canale pieno e assenza di terreno all'esterno del canale, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Acqua  
Il canale è stato considerato pieno.
- Sisma
- Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

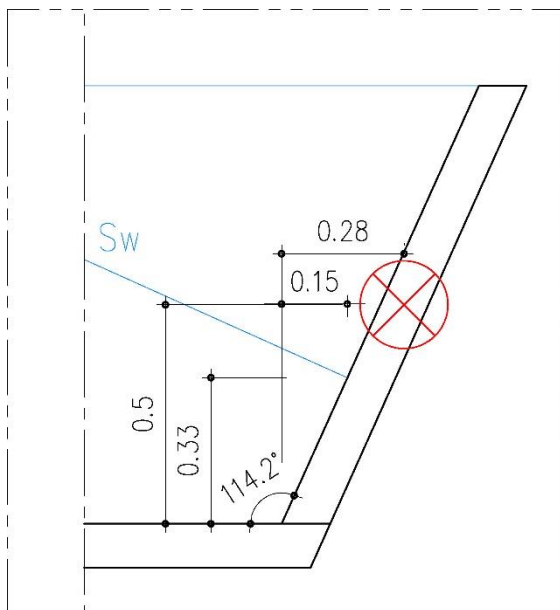
Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	ACQUA	SISMA
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	-
SLE RARA	1	1	-
SLE FREQUENTE	1	1	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	-
SISMICA	1	1	1

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

### 6.6.1.2 Combinazione statica

Si è considerato il seguente schema di forze:



Il peso della parete è pari a:

$$P = 0.11 \, m^3 * \frac{25 \, kN}{m^3} = 0.22 \, kN$$

La spinta dell'acqua è calcolata come

$$S_w = \frac{1}{2} (\gamma_w * H_1^2) = 0.5 * (9.81 * 1.00^2) = 4.91 \, kN/m$$

Le componenti orizzontali e verticali della spinta risultano quindi:

$$S_{w,H} = S_w * \sin(\alpha) = 4.91 * \sin(114.2^\circ) = 4.47 \, kN/m$$

$$S_{w,V} = S_w * \cos(\alpha) = 4.91 * \cos(114.2^\circ) = 2.01 \, kN/m$$

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,k} = S_{1H} = 4.47 \, kN/m$$

$$M_{ed,k} = S_{wH} * b_H + S_{wV} * b_V + P * \frac{h}{2} = 4.47 \, kN * 0.33 \, m + 2.01 * 0.15 \, m + 0.22 \, kN * 0.28 \, m = 1.85 \, kNm$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 5.82 \, kN/m$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 2.41 \, kNm$$

Considerando quindi uno spessore di 10 cm, le verifiche risultano soddisfatte considerando la rete elettrosaldata  $\phi 6 \, 15 \times 15$ :

	<b>M<sub>ED</sub></b>	<b>N<sub>ED</sub></b>	<b>T<sub>ED</sub></b>			
	[ kNm/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]			
<b>SLU</b>	<b>2.41</b>	<b>0.00</b>	<b>5.82</b>			
<b>RARA</b>	<b>1.85</b>					
<b>FREQ.</b>	<b>1.85</b>					
<b>Q. PERM.</b>	<b>1.85</b>					
<b>VERIFICA PARETI</b>						
<b>Caratteristiche dei materiali</b>						
<b>- Cls R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa</b>						
R <sub>ck</sub> =	30	MPa				
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	24.90	MPa				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	14.11	MPa				
α <sub>cc</sub> =	0.85					coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
γ <sub>C</sub> =	1.5					coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	32.90	MPa				
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	2.56	MPa				
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	1.79	MPa				
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.19	MPa				
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	2.69	MPa				
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	31'447	MPa				
<b>- Acciaio B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa				
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa				
γ <sub>S</sub> =	1.15					coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa				
<b>Deformazioni limite cls e acciaio</b>						
Questo schema è valido per:						
- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo						
- per f <sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm <sup>2</sup>						
- un asse neutro reale dove x < h						
β <sub>1</sub> =	0.80952					
β <sub>2</sub> =	0.41597					
ε <sub>c,2</sub> =	0.002					
ε <sub>cu</sub> =	0.0035					
ε <sub>uk</sub> =	0.075					
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186					
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675					
<b>Caratteristiche geometriche della sezione di cls</b>						
b =	100	cm				
h =	10	cm				
d' =	2.3	cm				
d =	7.7	cm				



VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO						
Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione						
Verifica a taglio						
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio						
$V_{Ed, base} = 5.82 \text{ kN}$						
$A_{S, compr} = \text{passo 15 } \Phi 6 + \Phi = 1.88 \text{ cm}^2$						
$A_{S, tesa} = \text{passo 15 } \Phi 6 + \Phi = 1.88 \text{ cm}^2$						
con:						
$b_w = b = 100 \text{ cm}$						
$d' = 2.3 \text{ cm}$						
$h = 10 \text{ cm}$						
$d = 7.7 \text{ cm}$						
$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					33.76	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$						
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0024 \leq 0.02$						
A <sub>Sl</sub> = armatura longitudinale tesa						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 2.82 \text{ MPa}$						
$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$						
$A_c = b * h = 1'000 \text{ cm}^2$						
N <sub>Ed</sub> = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione						
$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$					38.04	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.494$						
$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$					38.04	kN
					>	
V <sub>Ed</sub> =					5.82	kN

Verifica a flessione						
M <sub>Ed</sub> =		2.41	kNm			
N <sub>Ed</sub> =		0.00	kN			
dove:						
A <sub>S,compr</sub> =				1.88	cm <sup>2</sup>	
A <sub>S,tesa</sub> =				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
b =		100	cm	h =	10	cm
d' =		2.3	cm	d =	7.7	cm
x <sub>1</sub> = [ε <sub>cu</sub> / (ε <sub>cu</sub> - ε <sub>yd</sub> )] * d'		4.9	cm			
- Ipotesi x < x <sub>1</sub> :						
ε <sub>c</sub> = ε <sub>cu</sub> =		0.0035				
σ' <sub>s</sub> < f <sub>yd</sub>				armatura compressa in campo elastico		
σ <sub>s</sub> = f <sub>yd</sub> =		391.30	MPa	armatura tesa alla tensione f <sub>yd</sub>		
N <sub>Rd1</sub> = β <sub>1</sub> * b * x <sub>1</sub> * f <sub>cd</sub> + (A <sub>S,compr</sub> - A <sub>S,tesa</sub> ) * f <sub>yd</sub> =		562	kN			
- Calcolo del momento resistente per N <sub>Rd</sub> < N <sub>Rd1</sub> (ovvero x < x <sub>1</sub> )						
β <sub>1</sub> * b * x * f <sub>cd</sub> + σ' <sub>s</sub> * A <sub>S,compr</sub> = A <sub>S,tesa</sub> * f <sub>yd</sub> + N <sub>Ed</sub>						
dove:	σ' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε <sub>cu</sub> * (1 - d' / x)					
β <sub>1</sub> * f <sub>cd</sub> * b * x <sup>2</sup> - (N <sub>Ed</sub> - ε <sub>cu</sub> * E <sub>s</sub> * A <sub>S,compr</sub> + f <sub>yd</sub> * A <sub>S,tesa</sub> ) * x - ε <sub>cu</sub> * E <sub>s</sub> * d' * A <sub>S,compr</sub> = 0						
11'422	x <sup>2</sup>	+	64'785	x	-3'186'517	= 0
x =	1.41	cm	<	x <sub>1</sub> =	4.92	cm
σ' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε <sub>cu</sub> * (1 - d' / x) =		-463.46	MPa			
M <sub>Rd</sub> = A <sub>S,tesa</sub> * f <sub>yd</sub> * (h / 2 - d') + A <sub>S,compr</sub> * σ' <sub>s</sub> * (h / 2 - d') + β <sub>1</sub> * x * b * f <sub>cd</sub> * (h / 2 - β <sub>2</sub> * x) =						
M <sub>Rd</sub> =	6.74	kNm	>	M <sub>Ed</sub> =	2.41	kNm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara						
Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio						
Verifica tensioni in esercizio						
$M_{Ed} =$		1.85	kNm			
$A_{S,compr} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	10	cm
$d' =$	2.3	cm		$d =$	7.7	cm
$n =$	15					
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	3.77	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				1.88	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				1'184	cm <sup>4</sup>	
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$		2.94	MPa	<	$0.60 * f_{ck} =$	14.94 MPa
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		136.70	MPa	<	$0.8 * f_{yk} =$	360.00 MPa

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente						
Si è condotta la verifica di fessurazione						
<u>Verifica a fessurazione</u>						
$M_{Ed} =$	1.85	kNm				
$A_{S,compr} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	10	cm
$d' =$	2.3	cm		$d =$	7.7	cm
$n =$	15					
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	3.77	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				1.88	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				1'184	cm <sup>4</sup>	
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	136.70	MPa				
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$	-0.00008		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00039		
$\kappa_t =$	0.4					
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$	5.75	cm				
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$	2.71	cm				
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$	5.00	cm				
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$	270.71	cm <sup>2</sup>				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0.007					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6.68					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	7.82	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0.031	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente						
Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio						
<b>Verifica a fessurazione</b>						
$M_{Ed} = 1.85 \text{ kNm}$						
$A_{S,compr} = 1.88 \text{ cm}^2$						
$A_{S,tesa} = 1.88 \text{ cm}^2$						
con:						
$b = 100 \text{ cm}$						
$d' = 2.3 \text{ cm}$						
$n = 15$						
$h = 10 \text{ cm}$						
$d = 7.7 \text{ cm}$						
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$						
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 3.77 \text{ cm}^2$						
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 1.88 \text{ cm}$						
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 1'184 \text{ cm}^4$						
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 136.70 \text{ MPa}$						
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\rho_{eff}}{E_s} = -0.00008 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00039$						
$k_t = 0.4$						
$h_{c,eff 1} = 2.5 \cdot (h - d) = 5.75 \text{ cm}$						
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 = 2.71 \text{ cm}$						
$h_{c,eff 3} = h / 2 = 5.00 \text{ cm}$						
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) \cdot b = 270.71 \text{ cm}^2$						
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.007$						
$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.68$						
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 7.82 \text{ cm}$						
$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.031 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.300 \text{ mm}$						
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>						
$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 2.94 \text{ MPa} < 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$						
$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 136.70 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$						

### 6.6.1.3 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze di peso proprio e acqua, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 6.4, ovvero:

$k_h$	0.064
$k_v$	$\pm 0.032$

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta dell'acqua.

Le azioni caratteristiche e le loro componenti inerziali sono riassunte nella tabella seguente:

	$S_V$ [kN]	$S_{V,eq}$ [kN]	$b_V$ [m]	$S_H$ [kN]	$S_{H,eq}$ [kN]	$b_H$ [m]
P acqua	2.01	0.06	0.15	4.47	0.28	0.33
P parete	0.22	0.01	0.28	-	0.01	0.50

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,sism} = 4.77 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,sism} = 1.97 \text{ kNm}$$

Poiché le sollecitazioni risultano di poco superiori a quelle ottenute dalla combinazione SLU, confrontandole con i momenti e i tagli resistenti ottenuto al paragrafo precedente si osserva che le verifiche anche in questo caso risultano soddisfatte.

## 6.7 Canale prefabbricato 85 cm (S3)

Il dimensionamento degli elementi prefabbricati risulta a carico del fornitore; di seguito si riporta il predimensionamento delle opere in esame al fine di individuarne la tipologia strutturale e definire le azioni agenti su di esso.

### 6.7.1 Studio delle strutture

#### 6.7.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

A favore di sicurezza si è analizzata una configurazione a canale pieno e assenza di terreno all'esterno del canale, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Acqua  
Il canale è stato considerato pieno.
- Sisma
- Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	ACQUA	SISMA
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	-
SLE RARA	1	1	-
SLE FREQUENTE	1	1	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	-
SISMICA	1	1	1

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

#### 6.7.1.2 Combinazione statica

Il peso della parete è pari a:

$$P = 0.073 \text{ m}^3 * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 0.15 \text{ kN}$$

La spinta dell'acqua è calcolata come

$$S_w = \frac{1}{2} (\gamma_w * H_1^2) = 0.5 * (9.81 * 0.85^2) = 3.54 \text{ kN/m}$$

Le componenti orizzontali e verticali della spinta risultano quindi:

$$S_{w,H} = S_w * \sin(\alpha) = 3.54 * \sin(114.2^\circ) = 3.23 \text{ kN/m}$$

$$S_{w,V} = S_w * \cos(\alpha) = 3.54 * \cos(114.2^\circ) = 1.45 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,k} = S_{1H} = 3.23 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,k} = S_{wH} * b_H + S_{wV} * b_V + P * \frac{h}{2} = 3.23 \text{ kN} * 0.28 \text{ m} + 1.45 * 0.13 \text{ m} + 0.15 \text{ kN} * 0.21 \text{ m} = 1.13 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 4.20 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 1.47 \text{ kNm}$$

Considerando quindi uno spessore di 8 cm, le verifiche risultano soddisfatte considerando la rete elettrosaldata  $\phi 6$  15x15:

	<b>M<sub>ED</sub></b>	<b>N<sub>ED</sub></b>	<b>T<sub>ED</sub></b>			
	[ kNm/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]			
<b>SLU</b>	<b>1.47</b>	<b>0.00</b>	<b>4.20</b>			
<b>RARA</b>	<b>1.13</b>					
<b>FREQ.</b>	<b>1.13</b>					
<b>Q. PERM.</b>	<b>1.13</b>					
<b>VERIFICA PARETI</b>						
<b>Caratteristiche dei materiali</b>						
<b>- Cls R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa</b>						
R <sub>ck</sub> =	30	MPa				
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	24.90	MPa				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	14.11	MPa				
α <sub>cc</sub> =	0.85					coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
γ <sub>C</sub> =	1.5					coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	32.90	MPa				
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	2.56	MPa				
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	1.79	MPa				
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.19	MPa				
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	2.69	MPa				
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	31'447	MPa				
<b>- Acciaio B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa				
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa				
γ <sub>S</sub> =	1.15					coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa				
<b>Deformazioni limite cls e acciaio</b>						
Questo schema è valido per:						
- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo						
- per f <sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm <sup>2</sup>						
- un asse neutro reale dove x < h						
β <sub>1</sub> =	0.80952					
β <sub>2</sub> =	0.41597					
ε <sub>c,2</sub> =	0.002					
ε <sub>cu</sub> =	0.0035					
ε <sub>uk</sub> =	0.075					
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186					
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675					
<b>Caratteristiche geometriche della sezione di cls</b>						
b =	100	cm				
h =	8	cm				
d' =	2.3	cm				
d =	5.7	cm				



VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO						
Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione						
Verifica a taglio						
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio						
$V_{Ed, base} = 4.20 \text{ kN}$ $A_{S, compr} = \text{passo 15} \quad \Phi 6 \quad + \quad \Phi = 1.88 \text{ cm}^2$ $A_{S, tesa} = \text{passo 15} \quad \Phi 6 \quad + \quad \Phi = 1.88 \text{ cm}^2$						
con:						
$b_w = b = 100 \text{ cm}$ $d' = 2.3 \text{ cm}$ $h = 8 \text{ cm}$ $d = 5.7 \text{ cm}$						
$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					27.62	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$ $\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0033 \leq 0.02$ $A_{Sl} = \text{armatura longitudinale tesa}$ $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 2.82 \text{ MPa}$ $N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$ $A_c = b * h = 800 \text{ cm}^2$ $N_{Ed} = \text{forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione}$						
$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$					28.16	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.494$						
$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$					28.16	kN
					>	
					$V_{Ed} =$	4.20 kN

Verifica a flessione						
$M_{Ed} =$		1.47	kNm			
$N_{Ed} =$		0.00	kN			
dove:						
$A_{S,compr} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	8	cm
$d' =$	2.3	cm		$d =$	5.7	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	4.9	cm				
- Ipotesi $x < x_1$ :						
$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035					
$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico		
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$		
$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$		562	kN			
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$ )						
$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$						
dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$						
$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$						
11'422	$x^2$	+	64785	x	-3'186'517	= 0
$x =$	1.41	cm	<	$x_1 =$	4.92	cm
$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$	-463.46	MPa				
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$						
$M_{Rd} =$	5.27	kNm	>	$M_{Ed} =$	1.47	kNm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara						
Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio						
Verifica tensioni in esercizio						
$M_{Ed} =$		1.13	kNm			
$A_{S,compr} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	8	cm
$d' =$	2.3	cm		$d =$	5.7	cm
$n =$	15					
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	3.77	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				1.64	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				625	cm <sup>4</sup>	
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	2.96	MPa	<	$0.60 * f_{ck} =$	14.94	MPa
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	110.31	MPa	<	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente						
Si è condotta la verifica di fessurazione						
<u>Verifica a fessurazione</u>						
$M_{Ed} =$	1.13	kNm				
$A_{S,compr} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	8	cm
$d' =$	2.3	cm		$d =$	5.7	cm
$n =$	15					
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	3.77	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				1.64	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				625	cm <sup>4</sup>	
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	110.31	MPa				
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$	-0.00006		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00032		
$\kappa_t =$	0.4					
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$	5.75	cm				
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$	2.12	cm				
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$	4.00	cm				
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$	212.16	cm <sup>2</sup>				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0.009					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6.68					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	7.82	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0.025	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente						
Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio						
<b>Verifica a fessurazione</b>						
$M_{Ed} =$		1.13	kNm			
$A_{S,compr} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
$A_{S,tesa} =$				1.88	cm <sup>2</sup>	
con:						
$b =$		100	cm	$h =$	8	cm
$d' =$		2.3	cm	$d =$	5.7	cm
$n =$		15				
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$		1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$		3.77	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$					1.64	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$					625	cm <sup>4</sup>
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		110.31	MPa			
$\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$		-0.00006		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00032	
$k_t =$		0.4				
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$		5.75	cm			
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$		2.12	cm			
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$		4.00	cm			
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$		212.16	cm <sup>2</sup>			
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$		0.009				
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$		6.68				
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$		7.82	cm			
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$		0.025	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300 mm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$		2.96	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	11.21 MPa
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		110.31	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00 MPa

### 6.7.1.3 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze di peso proprio e acqua, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 6.4, ovvero:

$k_h$	0.064
$k_v$	$\pm 0.032$

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta dell'acqua.

Le azioni caratteristiche e le loro componenti inerziali sono riassunte nella tabella seguente:

	$S_v$ [kN]	$S_{v,eq}$ [kN]	$b_v$ [m]	$S_H$ [kN]	$S_{H,eq}$ [kN]	$b_H$ [m]
P acqua	1.45	0.05	0.13	3.23	0.21	0.28
P parete	0.15	0.005	0.21	-	0.01	0.43

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,sism} = 3.45 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,sism} = 1.20 \text{ kNm}$$

Poiché le sollecitazioni risultano inferiori a quelle ottenute dalla combinazione SLU, confrontandole con i momenti e i tagli resistenti ottenuto al paragrafo precedente si osserva che le verifiche anche in questo caso risultano soddisfatte.

## 6.8 Canale gettato in opera h=125 cm (S2)

### 6.8.1 Studio delle strutture

#### 6.8.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

A favore di sicurezza si è analizzata una configurazione a canale pieno e assenza di terreno all'esterno del canale, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Acqua  
Il canale è stato considerato pieno.
- Sisma  
Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

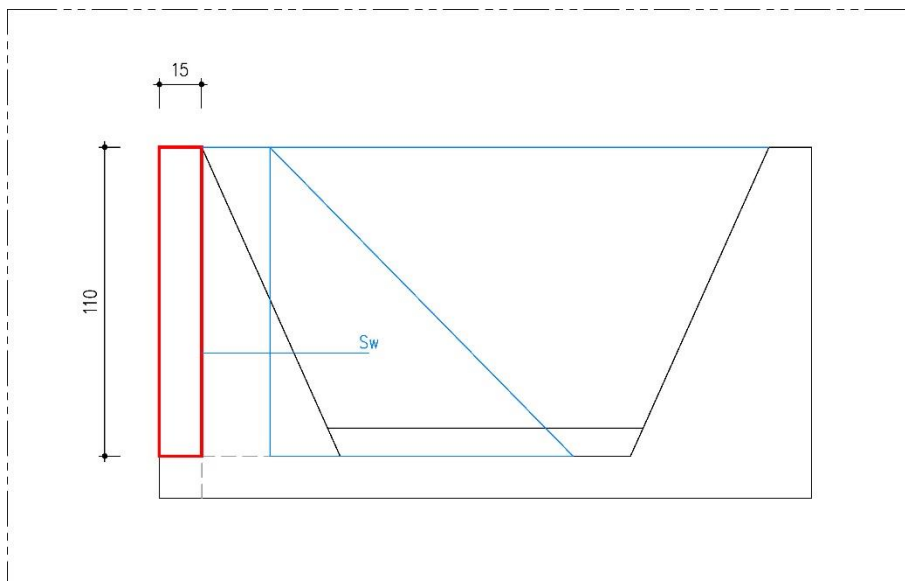
Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	ACQUA	SISMA
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	-
SLE RARA	1	1	-
SLE FREQUENTE	1	1	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	-
SISMICA	1	1	1

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

### 6.8.1.2 Combinazione statica

Il muro del canale è stato schematizzato come un'asta incastrata all'estremo inferiore su cui agisce la spinta dell'acqua calcolata come di seguito; a scopo cautelativo si è considerata solo una porzione di muro di spessore 15 cm come rappresentato nell'immagine seguente.



$$S_w = \frac{1}{2}(\gamma_w * H_1^2) = 0.5 * (9.81 * 1.10^2) = 5.94 \text{ kN/m}$$

La componente orizzontale della spinta risulta quindi:

$$V_{ed,k} = S_w = 5.94 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,k} = S_w * b_H = 5.94 \text{ kN} * \frac{1.10 \text{ m}}{3} = 2.18 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 7.72 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 2.83 \text{ kNm}$$

Le verifiche del muro risultano soddisfatte considerando un'armatura costituita da barre  $\phi 8/20$ , come da verifiche riportate di seguito. Poiché la fondazione del manufatto è anch'essa di spessore 15 cm, ed è sollecitata dal momento trasmesso dalla parete, anche per la platea si prevedono barre  $\phi 8/20$ .

Per i ripartitori orizzontali delle pareti e per i ferri longitudinali della platea, si prevedono armature  $\phi 8/20$ .

	<b>M<sub>ED</sub></b>	<b>N<sub>ED</sub></b>	<b>T<sub>ED</sub></b>			
	[ kNm/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]			
<b>SLU</b>	<b>2.83</b>	<b>0.00</b>	<b>7.72</b>			
<b>RARA</b>	<b>2.18</b>					
<b>FREQ.</b>	<b>2.18</b>					
<b>Q. PERM.</b>	<b>2.18</b>					
<b>VERIFICA PARETI</b>						
<b>Caratteristiche dei materiali</b>						
<b>- Cls R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa</b>						
R <sub>ck</sub> =	40	MPa				
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	33.20	MPa				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	18.81	MPa				
α <sub>cc</sub> =	0.85				coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata	
γ <sub>C</sub> =	1.5				coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	41.20	MPa				
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	3.10	MPa				
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	2.17	MPa				
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.45	MPa				
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	3.25	MPa				
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	33'643	MPa				
<b>- Acciaio B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa				
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa				
γ <sub>S</sub> =	1.15				coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa				
<b>Deformazioni limite cls e acciaio</b>						
Questo schema è valido per:						
- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo						
- per f <sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm <sup>2</sup>						
- un asse neutro reale dove x < h						
β <sub>1</sub> =	0.80952					
β <sub>2</sub> =	0.41597					
ε <sub>c,2</sub> =	0.002					
ε <sub>cu</sub> =	0.0035					
ε <sub>uk</sub> =	0.075					
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186					
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675					
<b>Caratteristiche geometriche della sezione di cls</b>						
b =	100	cm				
h =	15	cm				
d' =	3.4	cm				
d =	11.6	cm				



VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO						
Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione						
Verifica a taglio						
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio						
$V_{Ed, base} = 7.72 \text{ kN}$						
$A_{S, compr} = \text{passo 20} \quad \Phi 8 \quad + \quad \Phi = 2.51 \text{ cm}^2$						
$A_{S, tesa} = \text{passo 20} \quad \Phi 8 \quad + \quad \Phi = 2.51 \text{ cm}^2$						
con:						
$b_w = b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm}$						
$d' = 3.4 \text{ cm} \quad d = 11.6 \text{ cm}$						
$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					53.74	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$						
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0022 \leq 0.02$						
$A_{Sl} = \text{armatura longitudinale tesa}$						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$						
$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$						
$A_c = b * h = 1'500 \text{ cm}^2$						
$N_{Ed} = \text{forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione}$						
$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$					66.17	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$						
$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$					66.17	kN
					>	
					$V_{Ed} =$	7.72 kN

Verifica a flessione						
		$M_{Ed} =$	2.83	kNm		
		$N_{Ed} =$	0.00	kN		
dove:						
		$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
		$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
		b =	100	cm		h = 15 cm
		d' =	3.4	cm		d = 11.6 cm
		$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	7.3	cm		
- Ipotesi $x < x_1$ :						
		$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035			
		$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico
		$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$
		$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$	1'107	kN		
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$ )						
		$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$				
		dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$				
		$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$				
		15'230	$x^2$	+	86'380	$x$ -6'280'672 = 0
		$x =$	1.77	cm	$<$	$x_1 = 7.27$ cm
		$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$	-679.37	MPa		
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$						
		$M_{Rd} =$	15.24	kNm	$>$	$M_{Ed} = 2.83$ kNm

#### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

#### Verifica tensioni in esercizio

		$M_{Ed} =$	2.18	kNm		
		$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
		$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
		b =	100	cm		h = 15 cm
		d' =	3.4	cm		d = 11.6 cm
		n =	15			
		$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00			
		$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	5.03	cm <sup>2</sup>		
		$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				2.69 cm
		$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				3'661 cm <sup>4</sup>
		$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.60	MPa	$<$	$0,60 * f_{ck} = 19.92$ MPa
		$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	79.43	MPa	$<$	$0,8 * f_{yk} = 360.00$ MPa

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente						
Si è condotta la verifica di fessurazione						
<u>Verifica a fessurazione</u>						
$M_{Ed} =$	2.18	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51	cm <sup>2</sup>
con:						
$b =$	100	cm		$h =$	15	cm
$d' =$	3.4	cm		$d =$	11.6	cm
$n =$	15					
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	5.03	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$					2.69	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$					3'661	cm <sup>4</sup>
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	79.43	MPa				
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$	-0.00062		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00023		
$\kappa_t =$	0.4					
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$	8.50	cm				
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$	4.10	cm				
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$	7.50	cm				
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$	410.25	cm <sup>2</sup>				
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$	0.006					
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6.24					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	33.76	cm				
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0.077	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente						
Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio						
<b>Verifica a fessurazione</b>						
		M <sub>Ed</sub> =	2.18	kNm		
		A <sub>S,compr</sub> =	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
		A <sub>S,tesa</sub> =	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
		b =	100	cm		h = 15 cm
		d' =	3.4	cm		d = 11.6 cm
		n =	15			
		γ = A <sub>S,compr</sub> / A <sub>S,tesa</sub> =	1.00			
		A <sub>S,tot</sub> = A <sub>S,tesa</sub> + A <sub>S,compr</sub> =	5.03	cm <sup>2</sup>		
x = (n * A <sub>S,tot</sub> / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A <sub>S,tot</sub> )) * (d + γ * d') / (1 + γ)) <sup>0.5</sup> ] =					2.69	cm
J <sub>fess</sub> = b * x <sup>3</sup> / 3 + n * A <sub>S,tesa</sub> * (d - x) <sup>2</sup> + n * A <sub>S,compr</sub> * (x - d') <sup>2</sup> =					3'661	cm <sup>4</sup>
		σ <sub>s</sub> = n * M <sub>Ed</sub> * (d - x) / J <sub>fess</sub> =	79.43	MPa		
		ε <sub>sm</sub> = $\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s}$ =	-0.00062	< 0.6 * $\frac{\sigma_s}{E_s}$ =	0.00023	
		κ <sub>t</sub> =	0.4			
		h <sub>c,eff 1</sub> = 2.5 * (h-d) =	8.50	cm		
		h <sub>c,eff 2</sub> = (h-x) / 3 =	4.10	cm		
		h <sub>c,eff 3</sub> = h / 2 =	7.50	cm		
		A <sub>c,eff</sub> = min (h <sub>c,eff i</sub> ) * b =	410.25	cm <sup>2</sup>		
		ρ <sub>eff</sub> = A <sub>s</sub> / A <sub>c,eff</sub> =	0.006			
		α <sub>e</sub> = E <sub>s</sub> / E <sub>cm</sub> =	6.24			
		Δ <sub>smax</sub> = k <sub>3</sub> * d' + k <sub>1</sub> * k <sub>2</sub> * k <sub>4</sub> * $\frac{\phi}{\rho_{eff}}$ =	33.76	cm		
		w <sub>d</sub> = ε <sub>sm</sub> * Δ <sub>smax</sub> =	0.077	mm	≤	w <sub>d,max</sub> = 0.300 mm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>						
		σ <sub>c</sub> = M <sub>Ed</sub> * x / J <sub>fess</sub> =	1.60	MPa	<	0,45 * f <sub>ck</sub> = 14.94 MPa
		σ <sub>s</sub> = n * M <sub>Ed</sub> * (d - x) / J <sub>fess</sub> =	79.43	MPa	<	0,8 * f <sub>yk</sub> = 360.00 MPa

### 6.8.1.3 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze inerziali di peso proprio e acqua, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 6.4, ovvero:

$k_h$	0.064
$k_v$	$\pm 0.032$

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta dell'acqua.

Il volume della parete considerata è pari a  $V = 1.10 \text{ m} * 0.15 \text{ m} = 0.165 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$ , per cui il suo peso è pari a  $P = 0.165 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 4.13 \text{ kN/m}$

Le azioni caratteristiche e le loro componenti inerziali sono riassunte nella tabella seguente:

	$S_H$ [kN/m]	$S_{H,eq}$ [kN/m]	$b_H$ [m]
Acqua	5.94	0.38	0.37
Parete	-	0.26	0.55

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,sism} = 6.57 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,sism} = 2.46 \text{ kNm}$$

Poiché le sollecitazioni risultano inferiori a quelle ottenute dalla combinazione SLU, confrontandole con i momenti e i tagli resistenti ottenuto al paragrafo precedente si osserva che le verifiche anche in questo caso risultano soddisfatte.

## 6.9 Canale gettato in opera h=108 cm (S3)

Il canale gettato in opera di tipologia S3 è soggetto alle medesime azioni agenti sul canale S2, ma è caratterizzato da un'altezza, e quindi da sollecitazioni, inferiori. Poiché per tale manufatto si prevedono le medesime armature individuate per il canale S2, ovvero barre  $\phi 8/20$  sia per gli elementi verticali sia per quelli orizzontali, le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

## 6.10 Salti di fondo (S2)

### 6.10.1 Studio delle strutture

#### 6.10.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

A favore di sicurezza si è analizzata una configurazione a canale pieno e assenza di terreno all'esterno del canale, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Acqua  
Il canale è stato considerato pieno.
- Sisma  
Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

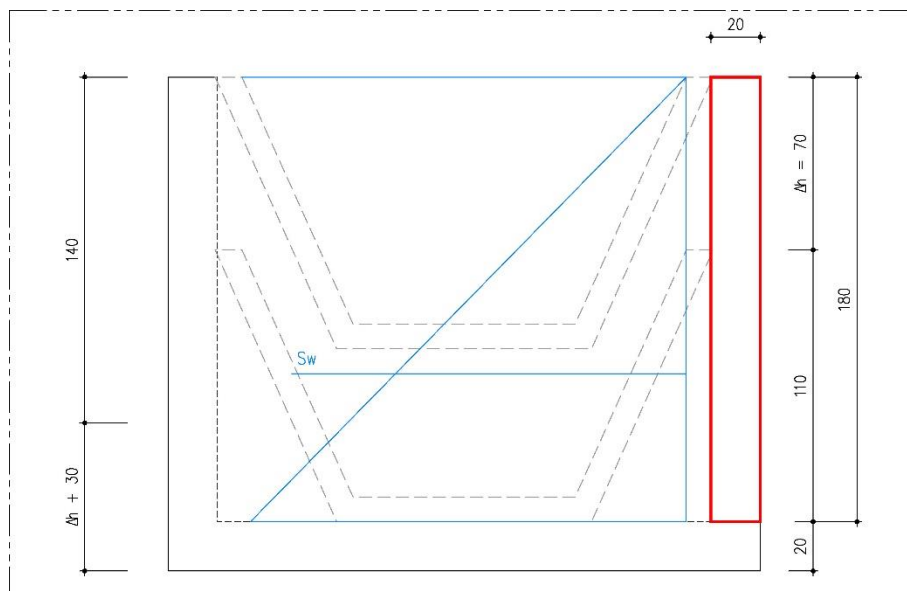
Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	ACQUA	SISMA
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	-
SLE RARA	1	1	-
SLE FREQUENTE	1	1	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	-
SISMICA	1	1	1

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

### 6.10.1.2 Combinazione statica

Il muro del salto di fondo è stato schematizzato come un'asta incastrata all'estremo inferiore su cui agisce la spinta dell'acqua calcolata come di seguito; a scopo cautelativo si è considerata solo una porzione di muro di spessore 20 cm come rappresentato nell'immagine seguente. Le verifiche sono state svolte per il salto di maggiori dimensioni, individuato in corrispondenza dell'intervento E1 e pari a  $\Delta h = 70$  cm.



$$S_w = \frac{1}{2} (\gamma_w * H_1^2) = 0.5 * (9.81 * 1.80^2) = 15.89 \text{ kN/m}$$

La componente orizzontale della spinta risulta quindi:

$$V_{ed,k} = S_w = 15.89 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,k} = S_w * b_H = 15.89 \text{ kN} * \frac{1.80 \text{ m}}{3} = 9.54 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 20.66 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 12.40 \text{ kNm}$$

Le verifiche del muro risultano soddisfatte considerando un'armatura costituita da barre  $\phi 8/20$ , come da verifiche riportate di seguito. Poiché la fondazione del manufatto è anch'essa di spessore minimo 20 cm, ed è sollecitata dal momento trasmesso dalla parete, anche per la platea si prevedono barre  $\phi 8/20$ .

Per i ripartitori orizzontali delle pareti e per i ferri longitudinali della platea, si prevedono armature  $\phi 8/20$ .

	<b>M<sub>ED</sub></b>	<b>N<sub>ED</sub></b>	<b>T<sub>ED</sub></b>			
	[ kNm/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]			
<b>SLU</b>	<b>12.40</b>	<b>0.00</b>	<b>20.66</b>			
<b>RARA</b>	<b>9.54</b>					
<b>FREQ.</b>	<b>9.54</b>					
<b>Q. PERM.</b>	<b>9.54</b>					
<b>VERIFICA PARETI</b>						
<b>Caratteristiche dei materiali</b>						
<b>- Cls R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa</b>						
R <sub>ck</sub> =	40	MPa				
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	33.20	MPa				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	18.81	MPa				
α <sub>cc</sub> =	0.85					coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
γ <sub>C</sub> =	1.5					coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	41.20	MPa				
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	3.10	MPa				
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	2.17	MPa				
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.45	MPa				
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	3.25	MPa				
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	33'643	MPa				
<b>- Acciaio B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa				
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa				
γ <sub>S</sub> =	1.15					coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa				
<b>Deformazioni limite cls e acciaio</b>						
Questo schema è valido per:						
- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo						
- per f <sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm <sup>2</sup>						
- un asse neutro reale dove x < h						
β <sub>1</sub> =	0.80952					
β <sub>2</sub> =	0.41597					
ε <sub>c,2</sub> =	0.002					
ε <sub>cu</sub> =	0.0035					
ε <sub>uk</sub> =	0.075					
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186					
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675					
<b>Caratteristiche geometriche della sezione di cls</b>						
b =	100	cm				
h =	20	cm				
d' =	3.4	cm				
d =	16.6	cm				



VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO						
Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione						
Verifica a taglio						
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio						
$V_{Ed, base} = 20.66 \text{ kN}$						
$A_{S, compr} = \text{passo 20} \quad \Phi 8 \quad + \quad \Phi = 2.51 \text{ cm}^2$						
$A_{S, tesa} = \text{passo 20} \quad \Phi 8 \quad + \quad \Phi = 2.51 \text{ cm}^2$						
con:						
$b_w = b = 100 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$						
$d' = 3.4 \text{ cm} \quad d = 16.6 \text{ cm}$						
$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					68.25	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$						
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0015 \leq 0.02$						
$A_{Sl} = \text{armatura longitudinale tesa}$						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$						
$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$						
$A_c = b * h = 2'000 \text{ cm}^2$						
$N_{Ed} = \text{forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione}$						
$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$					94.69	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$						
$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$					94.69	kN
					>	$V_{Ed} = 20.66 \text{ kN}$

Verifica a flessione						
		$M_{Ed} =$	12.40	kNm		
		$N_{Ed} =$	0.00	kN		
dove:						
		$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
		$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
		b =	100	cm		h = 20 cm
		d' =	3.4	cm		d = 16.6 cm
		$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	7.3	cm		
- Ipotesi $x < x_1$ :						
		$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035			
		$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico
		$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$
		$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$	1'107	kN		
- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$ )						
		$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$				
		dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$				
		$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$				
		15'230	$x^2$	+	86'380	$x$ -6'280'672 = 0
		$x =$	1.77	cm	<	$x_1 = 7.27$ cm
		$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$	-679.37	MPa		
$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$						
		$M_{Rd} =$	20.15	kNm	>	$M_{Ed} = 12.40$ kNm

#### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

#### Verifica tensioni in esercizio

		$M_{Ed} =$	9.54	kNm		
		$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
		$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ8	+	Φ = 2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
		b =	100	cm		h = 20 cm
		d' =	3.4	cm		d = 16.6 cm
		n =	15			
		$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00			
		$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	5.03	cm <sup>2</sup>		
		$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				3.20 cm
		$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$				7'863 cm <sup>4</sup>
		$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	3.88	MPa	<	$0,60 * f_{ck} = 19.92$ MPa
		$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	243.72	MPa	<	$0,8 * f_{yk} = 360.00$ MPa

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente						
Si è condotta la verifica di fessurazione						
<u>Verifica a fessurazione</u>						
M <sub>Ed</sub> =	9.54	kNm				
A <sub>S,compr</sub> =	passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51	cm <sup>2</sup>
A <sub>S,tesa</sub> =	passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51	cm <sup>2</sup>
con:						
b =	100	cm		h =	20	cm
d' =	3.4	cm		d =	16.6	cm
n =	15					
γ = A <sub>S,compr</sub> / A <sub>S,tesa</sub> =	1.00					
A <sub>S,tot</sub> = A <sub>S,tesa</sub> + A <sub>S,compr</sub> =	5.03	cm <sup>2</sup>				
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$					3.20	cm
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 =$					7863	cm <sup>4</sup>
σ <sub>s</sub> = n * M <sub>Ed</sub> * (d - x) / J <sub>fess</sub> =	243.72	MPa				
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s}$	-0.00019		<	0.6 · $\frac{\sigma_s}{E_s}$	=	0.00070
κ <sub>t</sub> =	0.4					
h <sub>c,eff 1</sub> = 2,5 * (h-d) =	8.50	cm				
h <sub>c,eff 2</sub> = (h-x) / 3 =	5.60	cm				
h <sub>c,eff 3</sub> = h / 2 =	10.00	cm				
A <sub>c,eff</sub> = min ( h <sub>c,eff i</sub> ) * b =	559.94	cm <sup>2</sup>				
ρ <sub>eff</sub> = A <sub>s</sub> / A <sub>c,eff</sub> =	0.004					
α <sub>e</sub> = E <sub>s</sub> / E <sub>cm</sub> =	6.24					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$	41.86	cm				
w <sub>d</sub> = ε <sub>sm</sub> * Δ <sub>smax</sub> =	0.291	mm	≤	w <sub>d,max</sub> =	0.400	mm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente						
Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio						
<b>Verifica a fessurazione</b>						
$M_{Ed} =$		9.54	kNm			
$A_{S,compr} =$		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
$b =$		100	cm		$h =$	20 cm
$d' =$		3.4	cm		$d =$	16.6 cm
$n =$		15				
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$		1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$		5.03	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$					3.20	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$					7'863	cm <sup>4</sup>
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		243.72	MPa			
$\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$		-0.00019		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00070	
$k_t =$		0.4				
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$		8.50	cm			
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$		5.60	cm			
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$		10.00	cm			
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$		559.94	cm <sup>2</sup>			
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$		0.004				
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$		6.24				
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$		41.86	cm			
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$		0.291	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300 mm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$		3.88	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94 MPa
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		243.72	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00 MPa

### 6.10.1.3 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze inerziali di peso proprio e acqua, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 6.4, ovvero:

$k_h$	0.064
$k_v$	$\pm 0.032$

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta dell'acqua.

Il volume della parete considerata è pari a  $V = 1.80 \text{ m} * 0.20 \text{ m} = 0.26 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$ , per cui il suo peso è pari a  $P = 0.26 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 9 \text{ kN/m}$

Le azioni caratteristiche e le loro componenti inerziali sono riassunte nella tabella seguente:

	$S_H$ [kN/m]	$S_{H,eq}$ [kN/m]	$b_H$ [m]
Acqua	15.89	1.02	0.60
Parete	-	0.58	0.90

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,sism} = 17.48 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,sism} = 10.66 \text{ kNm}$$

Poiché le sollecitazioni risultano inferiori a quelle ottenute dalla combinazione SLU, confrontandole con i momenti e i tagli resistenti ottenuto al paragrafo precedente si osserva che le verifiche anche in questo caso risultano soddisfatte.

## 6.11 Salti di fondo (S3)

Il salto di fondo di tipologia S3 è soggetto alle medesime azioni agenti sul salto S2, ed è caratterizzato da un'altezza massima pari a quella di quest'ultimo, dal momento che il salto di maggiori dimensioni, individuato in corrispondenza dell'intervento B2, e pari a  $\Delta h = 85 \text{ cm}$ , per cui l'altezza netta totale risulta  $95 + \Delta h = 180 \text{ cm}$ . Poiché per tale manufatto si prevedono le medesime armature individuate per il canale S2, ovvero barre  $\phi 8/20$  sia per i ferri verticali delle pareti sia per i trasversali della platea, le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

## 6.12 Manufatti di derivazione (S2)

### 6.12.1 Studio delle strutture

#### 6.12.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

A favore di sicurezza si è analizzata una configurazione a manufatto pieno e assenza di terreno all'esterno del canale, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Acqua  
Il canale è stato considerato pieno.
- Sisma  
Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

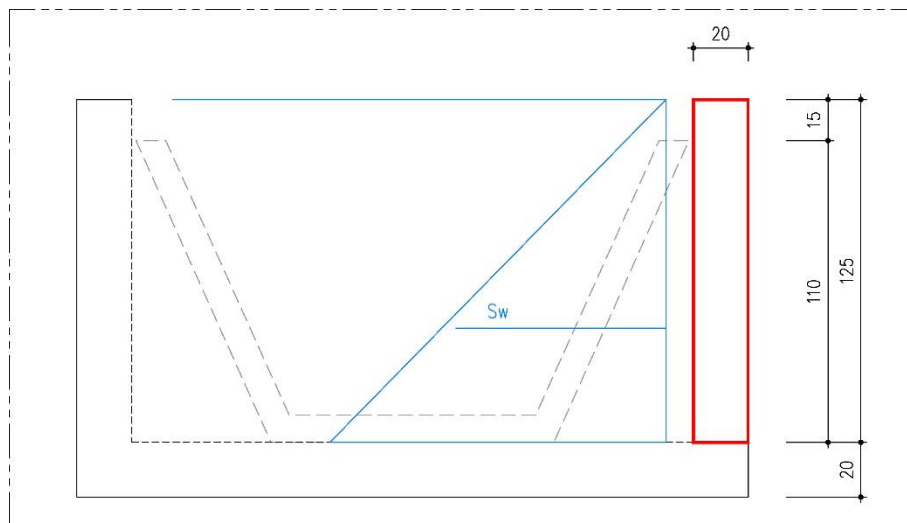
Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

COMBINAZIONI	PESO PROPRIO	ACQUA	SISMA
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.3	-
SLE RARA	1	1	-
SLE FREQUENTE	1	1	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	-
SISMICA	1	1	1

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

#### 6.12.1.2 Combinazione statica

Il muro del canale è stato schematizzato come un'asta incastrata all'estremo inferiore su cui agisce la spinta dell'acqua calcolata come di seguito; a scopo cautelativo si è considerata solo una porzione di muro di spessore 20 cm come rappresentato nell'immagine seguente.



$$S_w = \frac{1}{2} (\gamma_w * H_1^2) = 0.5 * (9.81 * 1.25^2) = 7.66 \text{ kN/m}$$

La componente orizzontale della spinta risulta quindi:

$$V_{ed,k} = S_w = 7.66 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,k} = S_w * b_H = 7.66 \text{ kN} * \frac{1.25 \text{ m}}{3} = 3.19 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 9.96 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 4.15 \text{ kNm}$$

Le verifiche del muro risultano soddisfatte considerando un'armatura costituita da barre  $\phi 8/20$ , come da verifiche riportate di seguito. Poiché la fondazione del manufatto è anch'essa di spessore 20 cm, ed è sollecitata dal momento trasmesso dalla parete, anche per la platea si prevedono barre  $\phi 8/20$ .

Per i ripartitori orizzontali delle pareti e per i ferri longitudinali della platea, soggetti a sollecitazioni inferiori, si prevedono armature  $\phi 8/20$ .

	<b>M<sub>ED</sub></b>	<b>N<sub>ED</sub></b>	<b>T<sub>ED</sub></b>			
	[ kNm/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]			
<b>SLU</b>	<b>4.15</b>	<b>0.00</b>	<b>9.96</b>			
<b>RARA</b>	<b>3.19</b>					
<b>FREQ.</b>	<b>3.19</b>					
<b>Q. PERM.</b>	<b>3.19</b>					
<b>VERIFICA PARETI</b>						
<b>Caratteristiche dei materiali</b>						
<b>- Cls R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa</b>						
R <sub>ck</sub> =	40	MPa				
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	33.20	MPa				
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	18.81	MPa				
α <sub>cc</sub> =	0.85					coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
γ <sub>C</sub> =	1.5					coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	41.20	MPa				
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	3.10	MPa				
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	2.17	MPa				
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.45	MPa				
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	3.25	MPa				
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	33'643	MPa				
<b>- Acciaio B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa				
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa				
γ <sub>S</sub> =	1.15					coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa				
<b>Deformazioni limite cls e acciaio</b>						
Questo schema è valido per:						
- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo						
- per f <sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm <sup>2</sup>						
- un asse neutro reale dove x < h						
β <sub>1</sub> =	0.80952					
β <sub>2</sub> =	0.41597					
ε <sub>c,2</sub> =	0.002					
ε <sub>cu</sub> =	0.0035					
ε <sub>uk</sub> =	0.075					
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186					
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675					
<b>Caratteristiche geometriche della sezione di cls</b>						
b =	100	cm				
h =	20	cm				
d' =	3.4	cm				
d =	16.6	cm				



VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO						
Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione						
Verifica a taglio						
Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio						
$V_{Ed, base} = 9.96 \text{ kN}$						
$A_{S, compr} = \text{passo 20} \quad \Phi 8 \quad + \quad \Phi = 2.51 \text{ cm}^2$						
$A_{S, tesa} = \text{passo 20} \quad \Phi 8 \quad + \quad \Phi = 2.51 \text{ cm}^2$						
con:						
$b_w = b = 100 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$						
$d' = 3.4 \text{ cm} \quad d = 16.6 \text{ cm}$						
$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$					68.25	kN
con:						
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$						
$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0015 \leq 0.02$						
$A_{Sl} = \text{armatura longitudinale tesa}$						
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$						
$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$						
$A_c = b * h = 2'000 \text{ cm}^2$						
$N_{Ed} = \text{forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione}$						
$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$					94.69	kN
con						
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$						
$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$					94.69	kN
					$V_{Ed} =$	9.96 kN

Verifica a flessione						
M <sub>Ed</sub> =		4.15	kNm			
N <sub>Ed</sub> =		0.00	kN			
dove:						
A <sub>S,compr</sub> =		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
A <sub>S,tesa</sub> =		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
b =		100	cm		h =	20 cm
d' =		3.4	cm		d =	16.6 cm
x <sub>1</sub> = [ε <sub>cu</sub> / (ε <sub>cu</sub> - ε <sub>yd</sub> )] * d' =		7.3	cm			
- Ipotesi x < x <sub>1</sub> :						
ε <sub>c</sub> = ε <sub>cu</sub> =		0.0035				
σ' <sub>s</sub> < f <sub>yd</sub>					armatura compressa in campo elastico	
σ <sub>s</sub> = f <sub>yd</sub> =		391.30	MPa		armatura tesa alla tensione f <sub>yd</sub>	
N <sub>Rd1</sub> = β <sub>1</sub> * b * x <sub>1</sub> * f <sub>cd</sub> + (A <sub>S,compr</sub> - A <sub>S,tesa</sub> ) * f <sub>yd</sub> =				1'107	kN	
- Calcolo del momento resistente per N <sub>Rd</sub> < N <sub>Rd1</sub> (ovvero x < x <sub>1</sub> )						
β <sub>1</sub> * b * x * f <sub>cd</sub> + σ' <sub>s</sub> * A <sub>S,compr</sub> = A <sub>S,tesa</sub> * f <sub>yd</sub> + N <sub>Ed</sub>						
dove: σ' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε <sub>cu</sub> * (1 - d' / x)						
β <sub>1</sub> * f <sub>cd</sub> * b * x <sup>2</sup> - (N <sub>Ed</sub> - ε <sub>cu</sub> * E <sub>s</sub> * A <sub>S,compr</sub> + f <sub>yd</sub> * A <sub>S,tesa</sub> ) * x - ε <sub>cu</sub> * E <sub>s</sub> * d' * A <sub>S,compr</sub> = 0						
15'230		x <sup>2</sup>	+	86'380	x	-6'280'672 = 0
x =		1.77	cm	<	x <sub>1</sub> =	7.27 cm
σ' <sub>s</sub> = E <sub>s</sub> * ε <sub>cu</sub> * (1 - d' / x) =		-679.37	MPa			
M <sub>Rd</sub> = A <sub>S,tesa</sub> * f <sub>yd</sub> * (h / 2 - d') + A <sub>S,compr</sub> * σ' <sub>s</sub> * (h / 2 - d') + β <sub>1</sub> * x * b * f <sub>cd</sub> * (h / 2 - β <sub>2</sub> * x) =						
M <sub>Rd</sub> =		20.15	kNm	>	M <sub>Ed</sub> =	4.15 kNm

#### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

#### Verifica tensioni in esercizio

M <sub>Ed</sub> =		3.19	kNm			
A <sub>S,compr</sub> =		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
A <sub>S,tesa</sub> =		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
b =		100	cm		h =	20 cm
d' =		3.4	cm		d =	16.6 cm
n =		15				
γ = A <sub>S,compr</sub> / A <sub>S,tesa</sub> =		1.00				
A <sub>S,tot</sub> = A <sub>S,tesa</sub> + A <sub>S,compr</sub> =		5.03	cm <sup>2</sup>			
x = (n * A <sub>S,tot</sub> / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A <sub>S,tot</sub> )) * (d + γ * d')) / (1 + γ)] <sup>0.5</sup> =					3.20	cm
J <sub>fess</sub> = b * x <sup>3</sup> / 3 + n * A <sub>S,tesa</sub> * (d - x) <sup>2</sup> + n * A <sub>S,compr</sub> * (x - d') <sup>2</sup> =					7'863	cm <sup>4</sup>
σ <sub>c</sub> = M <sub>Ed</sub> * x / J <sub>fess</sub> =		1.30	MPa	<	0,60 * f <sub>ck</sub> =	19.92 MPa
σ <sub>s</sub> = n * M <sub>Ed</sub> * (d - x) / J <sub>fess</sub> =		81.62	MPa	<	0,8 * f <sub>yk</sub> =	360.00 MPa

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente						
Si è condotta la verifica di fessurazione						
<u>Verifica a fessurazione</u>						
M <sub>Ed</sub> =	3.19	kNm				
A <sub>S,compr</sub> =	passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51	cm <sup>2</sup>
A <sub>S,tesa</sub> =	passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51	cm <sup>2</sup>
con:						
b =	100	cm		h =	20	cm
d' =	3.4	cm		d =	16.6	cm
n =	15					
γ = A <sub>S,compr</sub> / A <sub>S,tesa</sub> =	1.00					
A <sub>S,tot</sub> = A <sub>S,tesa</sub> + A <sub>S,compr</sub> =	5.03	cm <sup>2</sup>				
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$					3.20	cm
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 =$					7863	cm <sup>4</sup>
σ <sub>s</sub> = n * M <sub>Ed</sub> * (d - x) / J <sub>fess</sub> =	81.62	MPa				
$\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$	-0.00096		<	0.6 · $\frac{\sigma_s}{E_s}$	=	0.00023
κ <sub>t</sub> =	0.4					
h <sub>c,eff 1</sub> = 2,5 * (h-d) =	8.50	cm				
h <sub>c,eff 2</sub> = (h-x) / 3 =	5.60	cm				
h <sub>c,eff 3</sub> = h / 2 =	10.00	cm				
A <sub>c,eff</sub> = min ( h <sub>c,eff i</sub> ) * b =	559.94	cm <sup>2</sup>				
ρ <sub>eff</sub> = A <sub>s</sub> / A <sub>c,eff</sub> =	0.004					
α <sub>e</sub> = E <sub>s</sub> / E <sub>cm</sub> =	6.24					
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$	41.86	cm				
W <sub>d</sub> = ε <sub>sm</sub> * Δ <sub>smax</sub> =	0.098	mm	≤	W <sub>d,max</sub> =	0.400	mm

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente						
Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio						
<b>Verifica a fessurazione</b>						
$M_{Ed} =$		3.19	kNm			
$A_{S,compr} =$		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$		passo 20	Φ8	+	Φ =	2.51 cm <sup>2</sup>
con:						
$b =$		100	cm		$h =$	20 cm
$d' =$		3.4	cm		$d =$	16.6 cm
$n =$		15				
$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$		1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$		5.03	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$					3.20	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$					7'863	cm <sup>4</sup>
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		81.62	MPa			
$\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$						
$\varepsilon_{sm} = \frac{\rho_{eff}}{E_s} =$		-0.00096		$< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$	0.00023	
$\kappa_t =$		0.4				
$h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$		8.50	cm			
$h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$		5.60	cm			
$h_{c,eff 3} = h / 2 =$		10.00	cm			
$A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$		559.94	cm <sup>2</sup>			
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$		0.004				
$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$		6.24				
$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$		41.86	cm			
$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$		0.098	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300 mm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>						
$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$		1.30	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94 MPa
$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$		81.62	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00 MPa

### 6.12.1.3 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze inerziali di peso proprio e acqua, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 6.4, ovvero:

$k_h$	0.064
$k_v$	$\pm 0.032$

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta dell'acqua.

Il volume della parete considerata è pari a  $V = 1.25 \text{ m} * 0.20 \text{ m} = 0.25 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$ , per cui il suo peso è pari a  $P = 0.25 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 6.25 \text{ kN/m}$

Le azioni caratteristiche e le loro componenti inerziali sono riassunte nella tabella seguente:

	$S_H$ [kN/m]	$S_{H,eq}$ [kN/m]	$b_H$ [m]
Acqua	7.66	0.49	0.42
Parete	-	0.40	0.63

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,sism} = 8.55 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,sism} = 3.64 \text{ kNm}$$

Poiché le sollecitazioni risultano inferiori a quelle ottenute dalla combinazione SLU, confrontandole con i momenti e i tagli resistenti ottenuto al paragrafo precedente si osserva che le verifiche anche in questo caso risultano soddisfatte.

## 6.12.2 Verifiche delle carpenterie

### 6.12.2.1 Telaio TL1

#### 6.12.2.1.1 Descrizione delle opere

Il telaio TL1 è costituito da pannelli affiancati in grigliato elettrosaldato pedonale removibile con maglia 22x76 mm e profilo portante 30x2 mm. Le dimensioni dei grigliati e dei telai sono schematizzate, nella tabella seguente.

	n	G1		n	G2		L tot [mm]	B tot [mm]
		L [mm]	B [mm]		L [mm]	B [mm]		
TL1	3	1155	330	1	1155	335	1155	1350

Tali grigliati poggiano su 2 travi IPE parallele saldate a piastre di spessore 5 mm, connesse alle pareti in c.a. per mezzo di 2 tasselli meccanici M16 ciascuna. Le dimensioni delle travi e delle piastre sono riassunte nella tabella seguente.

	IPE		Piastre	
	tipo	L [mm]	B [mm]	H [mm]
TL1	IPE100	1340	150	120

#### 6.12.2.1.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere oggetto di analisi sono elencati nella tabella seguente.

Numero Tavola	Titolo Tavola	Scala
Tav. 3.2	Interventi sulle reti irrigue collegate – Quadro di riferimento degli interventi: particolari costruttivi canali: manufatti di derivazione	INDICATA

#### 6.12.2.1.3 Caratteristiche dei materiali impiegati

I grigliati e i relativi elementi di supporto sono costituiti da acciaio S235JR zincato a caldo, che è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione caratteristica di snervamento  $f_{y,k}$  e di rottura  $f_{t,k}$  [NTC 2018 – Par. 4.2.1.1]:

$$f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{t,k} = 360 \text{ MPa}$$

#### 6.12.2.1.4 Definizione dei carichi e verifiche effettuate

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, è stato considerato un sovraccarico accidentale (azione variabile Q sfavorevole, STR) in accordo con la normativa [NTC 2018 – Tab. 3.1.II – Cat. E]:

- $q_k = 6 \text{ kN/m}^2$  carico verticale distribuito;

Le combinazioni di carico utilizzate sono riassunte nella tabella di seguito [NTC 2018 – Par. 2.5.2./2.5.3./2.6.1.].

COMBINAZIONI	P.P. struttura	Carichi accidentali
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.5
SLE	1	1

Nel seguito sono riportate specifiche in merito alla selezione e al dimensionamento dei grigliati e dei loro supporti nonché le verifiche effettuate sugli stessi. In particolare:

- per quanto riguarda il grigliato, si è verificata la compatibilità dell'elemento scelto con le specifiche tecniche fornite da diversi produttori;

- per quanto riguarda le IPE100 si sono verificate la resistenza a flessione e a taglio e la freccia massima delle travi, nonché i tasselli e la piastra di ancoraggio delle strutture di supporto.

#### 6.12.2.1.4.1 Portata del grigliato

Come si evince dalle specifiche tecniche fornite da diversi produttori (a titolo esemplificativo si riporta uno stralcio del catalogo *defim-orsogri*), un grigliato di classe 1 con maglia 22x76 mm e piatto portante 30x2 mm ammette luci fino a 1.287 m.

Tali grigliati sono dimensionati considerando un carico da 6 kN/mq, compatibile con quanto previsto da normativa per ambienti di categoria E [NTC 2018 – Tab. 3.1.II], per cui il grigliato selezionato risulta compatibile con l'uso previsto in progetto.

Classe 1- folla compatta (portata pedonale) - UNI 11002-1  
Class 1 - dense crowd (pedestrian flow) - UNI 11002-1

D.M. 14 Gennaio 2008 - 3.1.4 Categoria E - Ministerial Decree of 14 January 2008 - 3.1.4 Category E

Carico dinamico 600 daN/m<sup>2</sup> - Dynamic load 600 daN/m<sup>2</sup>

Materiale acciaio S235JR - Sigma snervamento = 23,5 daN/mm<sup>2</sup> - Sigma confronto = 22,38 daN/mm<sup>2</sup>

Material S235JR steel - Yield sigma = 23.5 daN/mm<sup>2</sup> - Comparison sigma = 22.38 daN/mm<sup>2</sup>

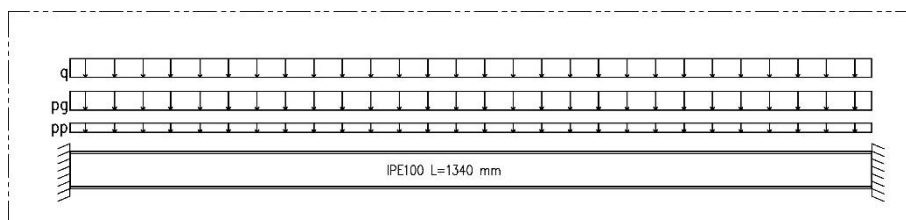
Freccia max. 5 mm - Max. deflection 5 mm

Freccia max. 1/200 di Ln - Max deflection 1/200 of clear opening

		interasse barre portanti mm - bearing bar centres distance mm							
Barra Portante Bearing bar mm	Acciaio Steel	11	15	22	25	30	34	44	66
20 x 2	lucina netta mm clear opening mm	1129	1045	933	894	842	807	741	633
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	4,65	4,46	4,21	4,02	3,70	2,96
	lucina netta mm clear opening mm	1235	1235	1123	1087	1039	1007	926	792
25 x 2	lucina netta mm clear opening mm	1335	1235	1123	1087	1039	1007	926	792
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62	3,71
	lucina netta mm clear opening mm	1531	1417	1287	1247	1191	1154	1082	950
30 x 2	lucina netta mm clear opening mm	1531	1417	1287	1247	1191	1154	1082	950
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,44
	lucina netta mm clear opening mm	1900	1758	1597	1547	1478	1432	1343	1214
40 x 2	lucina netta mm clear opening mm	1900	1758	1597	1547	1478	1432	1343	1214
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	1478	1367	1242	1203	1150	1114	1045	926
25 x 3	lucina netta mm clear opening mm	1478	1367	1242	1203	1150	1114	1045	926
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62
	lucina netta mm clear opening mm	1694	1568	1425	1380	1318	1278	1198	1082
30 x 3	lucina netta mm clear opening mm	1694	1568	1425	1380	1318	1278	1198	1082
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	2102	1945	1768	1712	1636	1585	1486	1343
40 x 3	lucina netta mm clear opening mm	2102	1945	1768	1712	1636	1585	1486	1343
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	2485	2300	2090	2024	1934	1874	1757	1588
50 x 3	lucina netta mm clear opening mm	2485	2300	2090	2024	1934	1874	1757	1588
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	2850	2637	2396	2321	2217	2149	2015	1821
60 x 3	lucina netta mm clear opening mm	2850	2637	2396	2321	2217	2149	2015	1821
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	3199	2960	2690	2605	2489	2412	2262	2044
70 x 3	lucina netta mm clear opening mm	3199	2960	2690	2605	2489	2412	2262	2044
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	3534	3272	2973	2880	2751	2667	2500	2259
80 x 3	lucina netta mm clear opening mm	3534	3272	2973	2880	2751	2667	2500	2259
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	1821	1685	1531	1483	1417	1373	1287	1163
30 x 4	lucina netta mm clear opening mm	1821	1685	1531	1483	1417	1373	1287	1163
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	2259	2090	1900	1840	1758	1704	1597	1443
40 x 4	lucina netta mm clear opening mm	2259	2090	1900	1840	1758	1704	1597	1443
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	2671	2471	2246	2175	2078	2014	1888	1706
50 x 4	lucina netta mm clear opening mm	2671	2471	2246	2175	2078	2014	1888	1706
	freccia mm rise mm	5,00	4,99	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	3062	2834	2575	2494	2383	2309	2165	1956
60 x 4	lucina netta mm clear opening mm	3062	2834	2575	2494	2383	2309	2165	1956
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	lucina netta mm clear opening mm	3437	3181	2890	2800	2675	2592	2430	2196
70 x 4	lucina netta mm clear opening mm	3437	3181	2890	2800	2675	2592	2430	2196
	freccia mm rise mm	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00

#### 6.12.2.1.4.2 IPE100 – Verifica a flessione

Il problema è stato schematizzato considerando la trave IPE100 come una trave incastrata agli estremi di lunghezza  $L = 1.340 \text{ m}$  soggetta a carichi uniformemente distribuiti:



- $p_{grigl,k} \rightarrow$  peso grigliati;
- $q_k \rightarrow$  carico accidentale sui grigliati
- $p_{p,k} \rightarrow$  peso proprio della trave

Tali carichi sono stati ottenuti dividendo il totale per il numero di travi, pari a  $n=2$ :

- $p_{grigl,k} = \frac{1}{2} * \gamma_{grigl} * B_{grigl} = \frac{1}{2} * \frac{377.69N}{m^2} * (1.155m) = 218.12 N/m$
- $p_k = \frac{1}{2} * q_k * B_{grigl} = \frac{1}{2} * \frac{6kN}{m^2} * (1.155m) = 3.47 kN/m$
- $p_{p,k} \cong 79.46 N/m$  (da profilario)

I carichi sono stati amplificati come da normativa:

$$p_{grigl,d} = p_{grigl,k} \cdot \gamma_{G1} = 218.12 \frac{N}{m} \cdot 1.3 = 0.28 kN/m$$

$$p_{p,d} = p_{p,k} \cdot \gamma_{G1} = 79.46 \frac{N}{m} \cdot 1.3 \cong 0.10 kN/m$$

$$p_d = p_k \cdot \gamma_Q = 3.47 \frac{kN}{m} \cdot 1.5 = 5.20 kN/m$$

Pertanto il carico verticale distribuito che sollecita complessivamente il profilato IPE si ottiene come segue.

$$p_{tot} = p_{p,d} + p_{g,d}^* + q_{d}^* = 5.58 kN/m$$

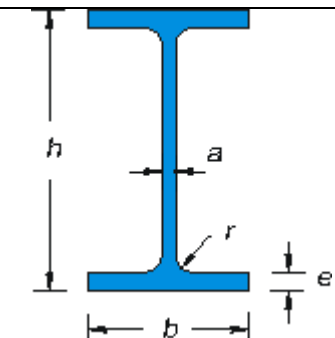
Il valore del momento massimo agente sul profilato si registra in corrispondenza degli incastri e si ricava come segue.

$$M_{max} = \frac{p_{tot} \cdot L^2}{12} = \frac{5.58 kN/m \cdot (1.34 m)^2}{12} = 0.84 kNm$$

La sezione considerata risulta in classe 1 in quanto:

$c \approx h - 2e = 88.6 mm$ con $h = 100 mm$ e $e = 5.7 mm$ $t = a = 4.1 mm$ $c/t = 21.61$ $\varepsilon = \sqrt{235/f_{y,k}} = 1$	b	55	mm
	h	100	mm
	a	4.1	mm
	e	5.7	mm
	r	7	mm
	Peso	8.1	kg/m
	Sezione	10.32	cm <sup>2</sup>



$\frac{c}{t} < 50\varepsilon^2 \Rightarrow \text{CLASSE 1 [NTC 2018 – Tab.4.2.V]}$		Jx	171.0	cm <sup>4</sup>
		Jy	15.92	cm <sup>4</sup>
		Wx	34.20	cm <sup>3</sup>
		Wy	5.79	cm <sup>3</sup>
		ix	4.07	cm
		iy	1.24	cm

Il momento resistente è quindi calcolato come [NTC2018 – Par.4.2.4.1.2.3]:

$$M_{Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 8.82 \text{ kNm}$$

dove:

$W_{pl}$  = modulo di resistenza plastico della sezione = 39.41 cm<sup>3</sup> (da profilario)

$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

$\gamma_{M0} = 1.05$

E' dunque verificata la seguente condizione:

$$M_{max} \leq M_{Rd} \Rightarrow OK$$

#### 6.12.2.1.4.3 IPE100 – Verifica a taglio

Considerando lo stesso schema (trave incastrata agli estremi) e i medesimi carichi analizzati per la verifica a flessione, il taglio massimo agente a ciascuna estremità delle travi è pari a:

$$V_{max} = \frac{p_{tot} \cdot L}{2} = \frac{5.58 \text{ kN/m} \cdot 1.340 \text{ m}}{2} = 3.74 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio dell'IPE200 è stata calcolata in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.1.2.4]:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{508.17 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 65.66 \text{ kN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio, calcolata, per profilati a I, come:

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 508.17 \text{ mm}^2$$

dove:  $A = 10.32 \text{ cm}^2$  è l'area lorda della sezione del profilo

$b = 55 \text{ mm}$  è la larghezza delle ali

$t_f = 5.7 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali

$t_w = 4.1 \text{ mm}$  è lo spessore dell'anima

$r = 7 \text{ mm}$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala

E' dunque verificata la seguente condizione:

$$V_{max} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow OK$$

#### 6.12.2.1.4.4 IPE100 – Verifica della freccia massima

Si è calcolato lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti:

$$\delta_1 = -\frac{p_{perm} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cong -0.01 \text{ mm}$$

dove:

- $p_{perm} = (p_{grigl,k} + p_{p,k}) \cong 297.57 \text{ N/m}$ ;
- $L = 1.340 \text{ m}$ ;
- $E = 210000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$  è il modulo elastico dell'acciaio;
- $I = 1.71 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$  è il momento di inerzia della sezione.

Lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili risulta invece essere il seguente.

$$\delta_2 = -\frac{p_{var} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cong -0.08 \text{ mm}$$

essendo  $p_{var} = p_k \cong 3.47 \text{ kN/m}$ .

E' dunque definito lo spostamento nello stato finale:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = -0.09 \text{ mm}$$

Sono state effettuate le verifiche previste da normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.2.1.].

#### 4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

##### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

[4.2.60]

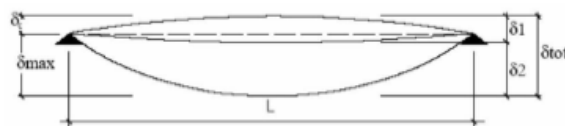


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

- $\delta_c$  la monta iniziale della trave,
- $\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,
- $\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,
- $\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{tot} - \delta_c$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{max}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Verifica I:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} = 6.70 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

Verifica II:

$$\delta_2 \leq \frac{L}{250} \cong 5.36 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

6.12.2.1.4.5 IPE100 – Verifica della struttura di supporto

6.12.2.1.4.5.1 Tasselli meccanici

Il taglio agente su ciascuna estremità della trave, come visto in precedenza, è pari a:

$$V_{Ed} = p_{tot} * \frac{L}{2} = 5.58 \frac{kN}{m} * \frac{1.34 \text{ m}}{2} = 3.74 \text{ kN}$$

Considerando che il carico si suddivide equamente tra i 2 tasselli meccanici M16 a ciascuna estremità, il valore del taglio agente su ciascun tassello vale:

$$V_{Ed,tass} = \frac{V_{Ed}}{n} = 1.87 \text{ kN}$$

essendo  $n = 2$  = numero tasselli a ciascuno estremo

La resistenza a taglio è stata calcolata con la formula prevista da normativa per le unioni bullonate [NTC 2018 – Eq. 4.2.63]:

$$V_{rd} = 0.6 * f_{tbk} * \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 60.29 \text{ kN}$$

con:  $f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$  (per classe di resistenza 8.8)

$$A_{res} = 157.00 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \text{ [NTC 2018 - Tab 4.2.XIV]}$$

per cui:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \cong \frac{1.87 \text{ kN}}{60.29 \text{ kN}} \cong 0.03 < 1 \Rightarrow OK$$

6.12.2.1.4.5.2 Verifica della piastra di ancoraggio

La resistenza di progetto a rifollamento dei piatti è stata determinata in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.8.1.1]:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,  
t è lo spessore della piastra collegata,  
 $f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,  
 $\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,  
 $\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,  
 $k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
 $k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.5 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

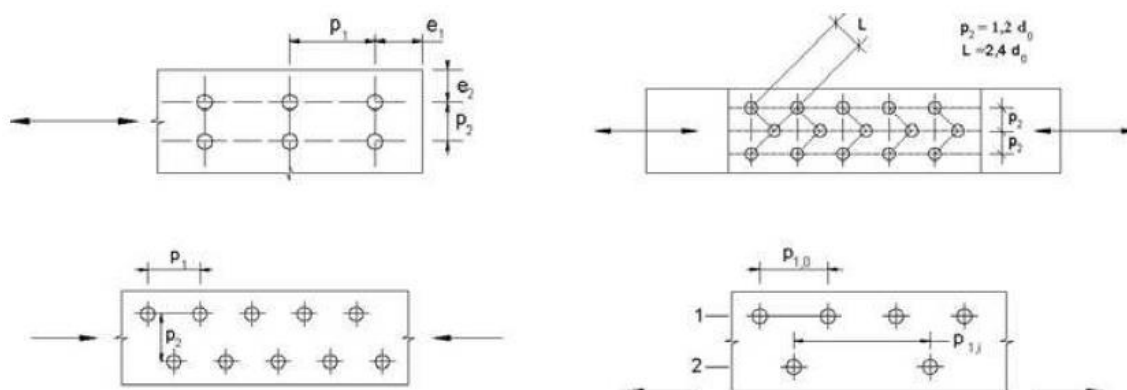


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

Nel caso in esame vale:

t	5	mm
d	16	mm
e <sub>1</sub>	50	mm
e <sub>2</sub>	32	mm
d <sub>0</sub>	18	mm
$f_{tbk}$	800	MPa (resistenza a rottura del materiale della vite)
$f_{tk}$	360	MPa (resistenza a rottura del materiale della piastra)
$\alpha$	0.93	per bulloni di bordo
k	2.50	per bulloni di bordo

La resistenza di progetto a rifollamento è quindi pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k * \alpha * f_{tk} * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 * 0.93 * 360 \text{ N/mm}^2 * 16 \text{ mm} * 5 \text{ mm}}{1.25} = 53.33 \text{ kN}$$

L'azione agente  $F_{b,Ed}$ , ovvero l'azione trasmessa dai tasselli alla piastra, coincide con Ved calcolato al paragrafo precedente:

$$F_{b,ed} = 3.74 \text{ kN}$$

quindi:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{3.74 \text{ kN}}{53.33 \text{ kN}} = 0.07 < 1 \Rightarrow OK$$

### 6.13 Manufatti di derivazione (S3)

Il canale gettato in opera di tipologia S3 è soggetto alle medesime azioni agenti sul canale S2, ma è caratterizzato da un'altezza, e quindi da sollecitazioni, inferiori. Poiché per tale manufatto si prevedono le medesime armature individuate per il canale S2, ovvero barre  $\phi 8/20$  sia per gli elementi verticali sia per quelli orizzontali, le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

#### 6.13.1 Verifiche delle carpenterie

##### 6.13.1.1 Telaio TL1

###### 6.13.1.1.1 Descrizione delle opere

Il telaio TL1 è costituito da pannelli affiancati in grigliato elettrosaldato pedonale removibile con maglia 22x76 mm e profilo portante 30x2 mm. Le dimensioni dei grigliati e dei telai sono schematizzate, nella tabella seguente.

	G1			G2			L tot [mm]	B tot [mm]
	n	L [mm]	B [mm]	n	L [mm]	B [mm]		
TL1	3	1155	310	-	-	-	1155	950

Tali grigliati poggiano su 2 travi IPE parallele saldate a piastre di spessore 5 mm, connesse alle pareti in c.a. per mezzo di 2 tasselli meccanici M16 ciascuna. Le dimensioni delle travi e delle piastre sono riassunte nella tabella seguente.

	IPE		Piastre	
	tipo	L [mm]	B [mm]	H [mm]
TL1	IPE100	940	150	120

###### 6.13.1.1.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere oggetto di analisi sono elencati nella tabella seguente.

Numero Tavola	Titolo Tavola	Scala
---------------	---------------	-------

Tav. 3.2	Interventi sulle reti irrigue collegate – Quadro di riferimento degli interventi: particolari costruttivi canali: manufatti di derivazione	INDICATA
----------	--	----------

#### 6.13.1.1.3 Caratteristiche dei materiali impiegati

I grigliati e i relativi elementi di supporto sono costituiti da acciaio S235JR zincato a caldo, che è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione caratteristica di snervamento  $f_{y,k}$  e di rottura  $f_{t,k}$  [NTC 2018 – Par. 4.2.1.1]:

$$f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{t,k} = 360 \text{ MPa}$$

#### 6.13.1.1.4 Definizione dei carichi e verifiche effettuate

Poiché le caratteristiche del grigliato e le azioni agenti su di esso sono pari a quelle agenti sul telaio TL1 del manufatto di derivazione S2, ma le dimensioni del telaio in esame sono inferiori, le sollecitazioni agenti sulle travi e sulle strutture di supporto sono inferiori a quelle analizzate in precedenza, per cui le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

### 6.14 Manufatti di sovrappasso (S2)

#### 6.14.1 Studio delle strutture

##### 6.14.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Data la geometria del manufatto di sovrappasso, si è presa in considerazione una sezione bidimensionale rappresentativa della struttura. Cautelativamente si è considerato il canale vuoto così da massimizzare le sollecitazioni derivanti dai terreni e dai mezzi presenti sulla copertura.

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Spinte del terreno

A scopo cautelativo si sono considerati i medesimi parametri riportati per i muri del Canale Lanza di altezza 200 cm (cfr. par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), ovvero quelli che comportano le maggiori spinte tra tutti quelli individuati nella *Relazione geologica*.

Data la geometria del manufatto, si è ritenuto opportuno considerare il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin\phi$ ; i parametri del terreno sono riassunti nella tabella seguente.

UL1	
$\gamma_{nat,1}$	17.0 kN/m <sup>3</sup>
$c'_1$	0.00 kPa

$\phi_1$	26.10 °
$k_0$	0.560

Le pressioni sono ottenute applicando la formula proposta di seguito:

$$p = \gamma_{nat,1} \cdot z \cdot k_0 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_0}$$

dove:

- $z$  è la profondità rispetto al piano campagna;

- Pressioni falda su pareti e piede (sottopressioni) [carico permanente]

Nelle prove penetrometriche riportate nella Relazione geologica, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, ovvero a più di 2 m dal piano campagna; poiché il manufatto in esame ha una profondità, rispetto al piano campagna, inferiore a 2 m, nelle verifiche seguenti non si è considerata presenza di falda.

- Sisma

Calcolato come specificato al paragrafo 6.4

- Azioni variabili da traffico sulla soletta [carichi verticali  $q_1$ ]

A scopo cautelativo si sono considerati i carichi previsti dal capitolo 5 delle NTC2018.

Si specifica innanzitutto che l'impalcato in progetto non è riconducibile ad un ponte stradale, in quanto su di esso si prevede la presenza di una strada privata, con permesso di accesso ai soli mezzi autorizzati, che dovranno peraltro rispettare limitazioni di carico.

Poiché la larghezza della superficie carrabile è inferiore a 5.40 m, per il manufatto in esame si considera presente una sola corsia [NTC2018 – Tab.5.1.I e Par. 5.1.3.3.5].

Le azioni variabili da traffico impiegate, comprensive degli effetti dinamici, seguono lo schema di carico 1; in particolare, si è considerato lo schema di carico relativo alla corsia 2 [NTC2018 – Par. 5.1.3.3.3 e Fig. 5.1.2], costituito da un carico asse  $Q_{2k} = 200$  kN ed un carico distribuito  $q_{2k} = 2.50$  kN/m<sup>2</sup>. Il passaggio di mezzi di peso superiore sarà vietato.

Date le ridotte dimensioni del manufatto, si è considerato un solo schema di carico in cui una sola ruota ( $Q=Q_{2k}/2=100$  kN) è posizionato sulla mezzera della copertura.

- Azioni variabili da traffico sul terrapieno [carichi verticali  $q_1$ ]

Si è assunto che sul terreno ai lati del manufatto agiscano i medesimi carichi da traffico descritti al punto precedente; in particolare si è considerato il medesimo carico distribuito  $q_{2k} = 2.50$  kN/m<sup>2</sup>, a cui è stato sommato un carico distribuito equivalente calcolato con riferimento a quanto previsto dal paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circolare Esplicativa delle

NTC2018. Si è infatti considerato che i carichi concentrati agiscano su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m, per cui risulta  $q_{2k,eq} = 2 * \frac{Q_{2k}}{3 * 2.20} = 60.61 \frac{kN}{m^2}$ .

La pressione totale agente sul terrapieno è quindi pari a  $q_{2k,tot} = q_{2k} + q_{2k,eq} = 63.11 \frac{kN}{m^2}$ .

Il sovraccarico orizzontale agente sulle pareti della spalla è quindi pari a:

$$q_{spalla,k0} = q_{2k,tot} * k_0 = 63.11 \frac{kN}{m^2} * 0.56 = 35.35 kN/m^2$$

Al fine di determinare la condizione più gravosa per ciascuno degli elementi strutturali si sono considerate i seguenti schemi di carico:

- schema 1: assenza di carico sul terreno
- schema 2: presenza di carico sul terreno da entrambi i lati.
- schema 3: presenza di carico sul terreno da un solo lato



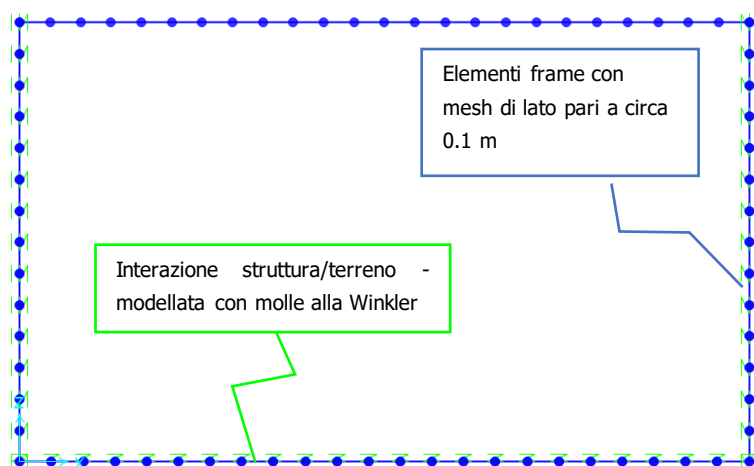
Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa; poiché si sono considerati i carichi da traffico definiti nel Cap. 5 delle NTC, si sono utilizzati i coefficienti amplificativi riportati nella tabella 5.I.V.

	Peso proprio	Spinte terreno	Traffico concentrato	Traffico distribuito	Traffico su terrapieno	Sisma
	g1	g3	q1	q1	q1	
SLU FONDAMENTALE [Schemi 1-2-3]	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	-
SLE RARA [Schemi 1-2-3]	1	1	1	1	1	-
SLE FREQUENTE [Schemi 1-2-3]	1	1	0.75	0.4	0.75	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	0	0	0	-
SISMICA X+	1	1	0	0	0	1

NB: data la simmetria della struttura, l'azione sismica è stata considerata come agente in un unico verso.

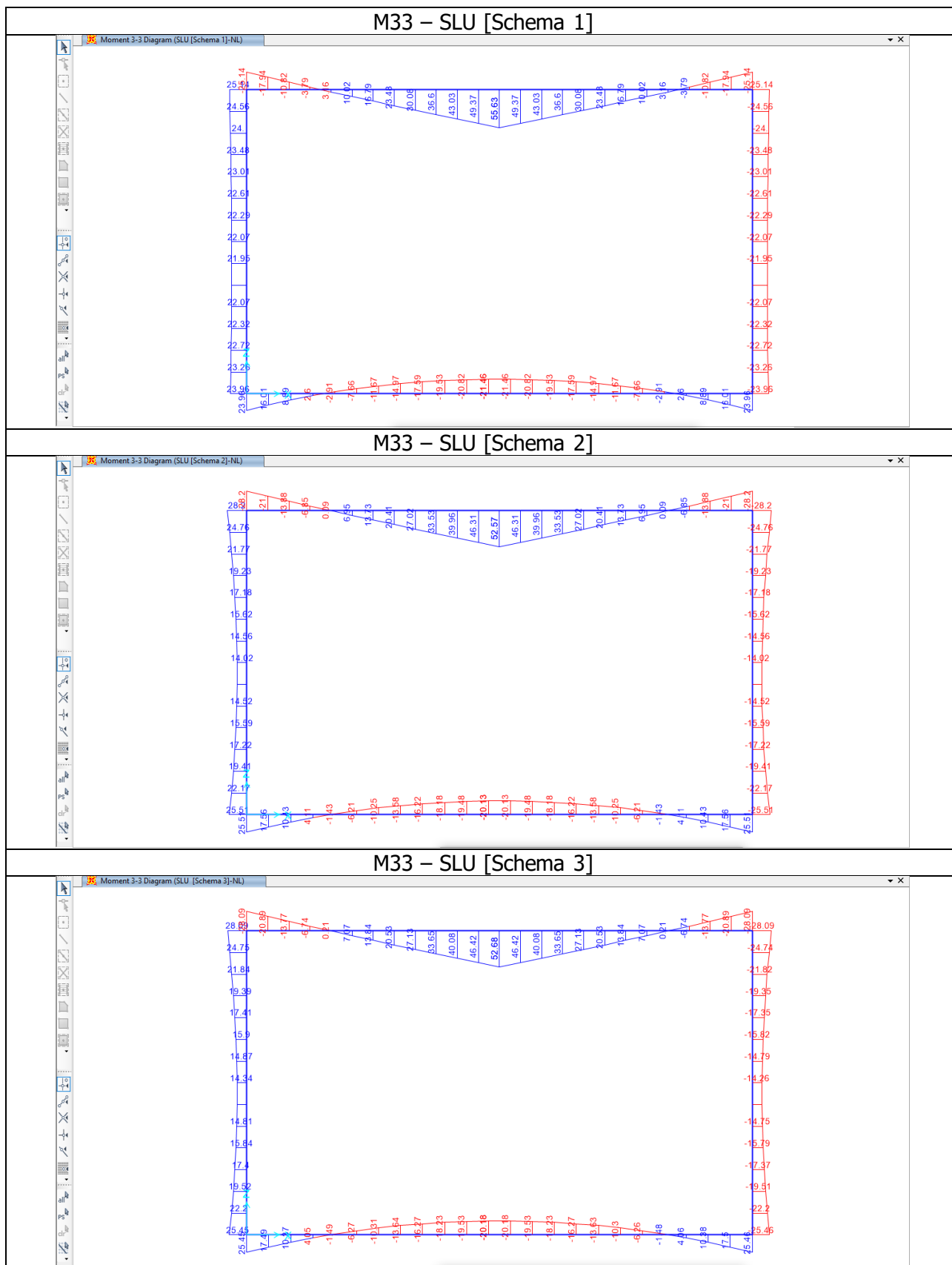
#### 6.14.1.2 Modellazione e risultati dell'analisi

Si riporta nel seguito uno sketch del modello generato ai fini dell'analisi.

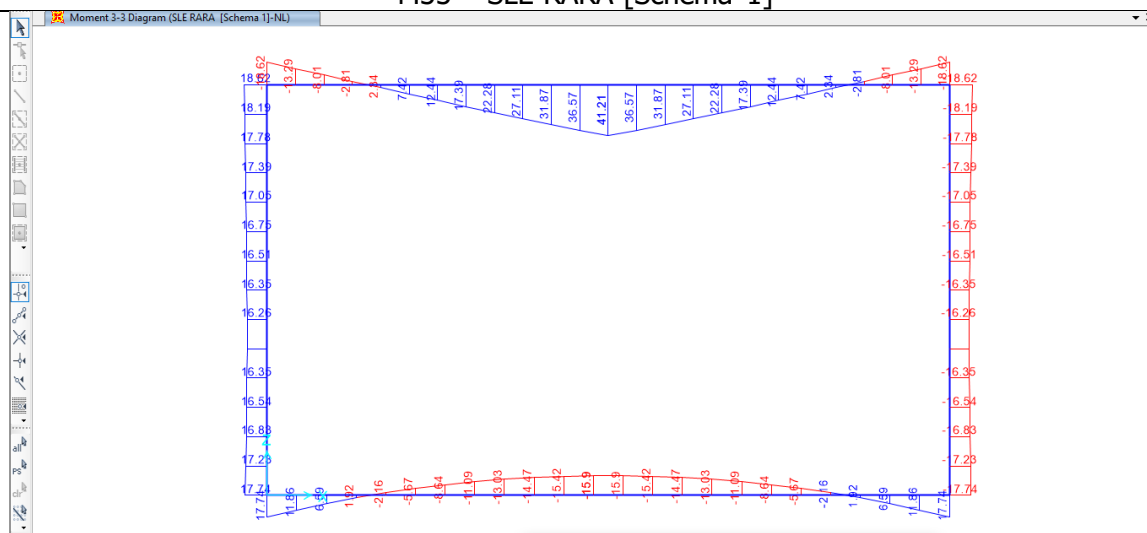


La reazione resistente del terreno alla mobilitazione del manufatto è stata simulata applicando delle molle. Nella fattispecie per le fondazioni si è considerato un modulo di Winkler  $K = 25000 \text{ kN/m}^3$ , coerente con quanto reperibile in letteratura per sabbie poco addensate, mentre per le pareti si è considerato un modulo di reazione orizzontale pari alla metà di quello verticale. Si è inoltre svolta un'analisi di sensitività, verificando che il modello non risulta particolarmente sensibile alla variazione di  $K$ , dal momento che per  $K = 50000 \text{ kN/m}^3$  o per  $K = 15000 \text{ kN/m}^3$  le sollecitazioni cambiano solo a livello di decimali rispetto a quelle riportate di seguito.

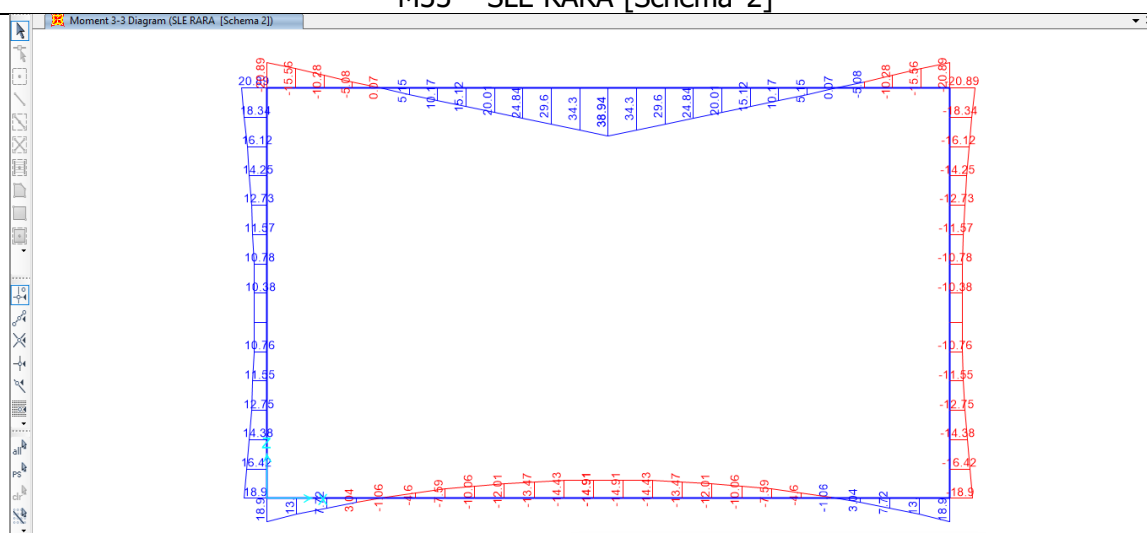
Si riportano di seguito i risultati delle analisi:



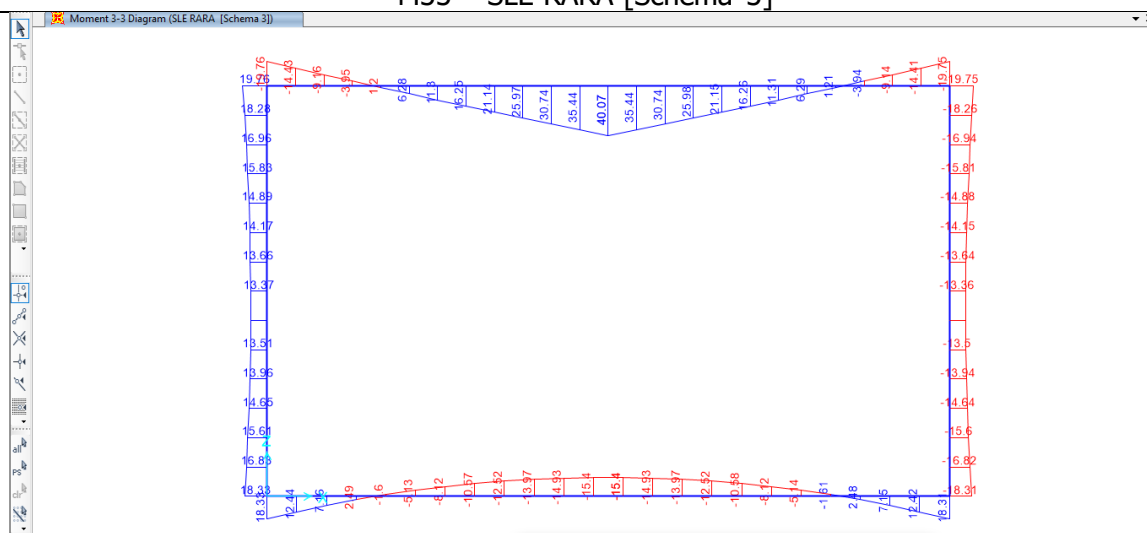
M33 – SLE RARA [Schema 1]



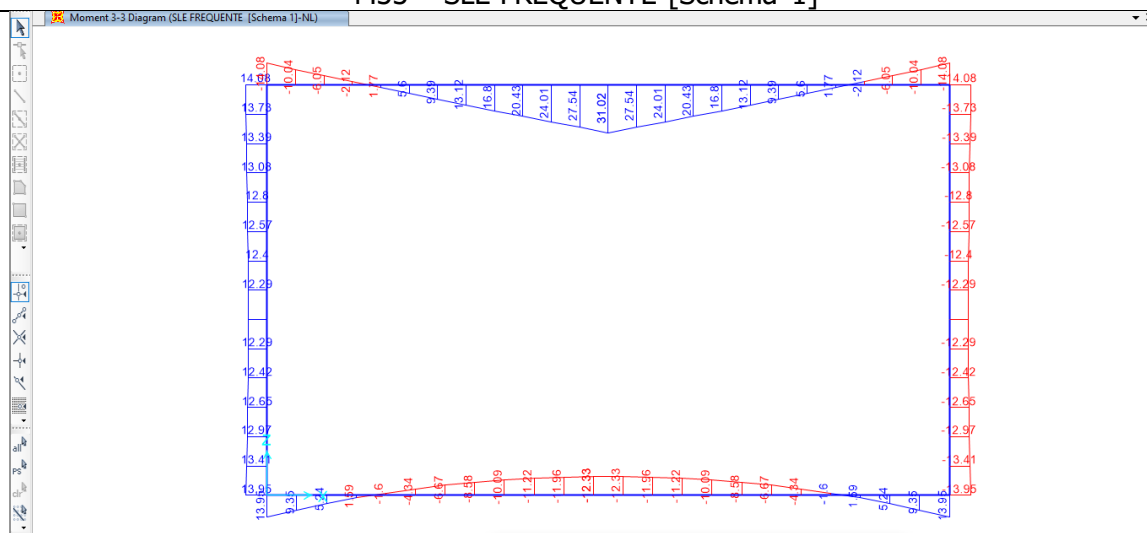
M33 – SLE RARA [Schema 2]



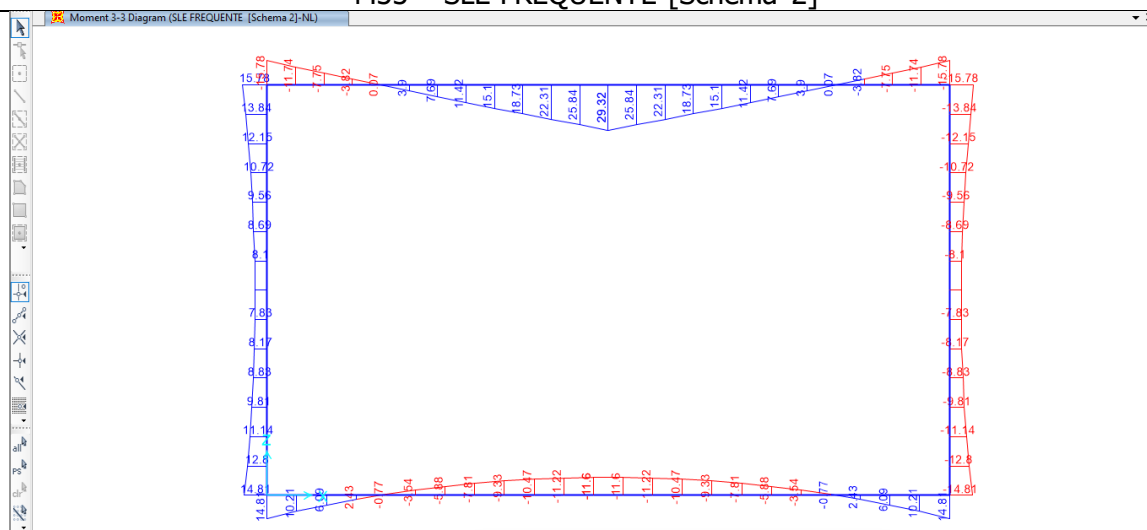
M33 – SLE RARA [Schema 3]



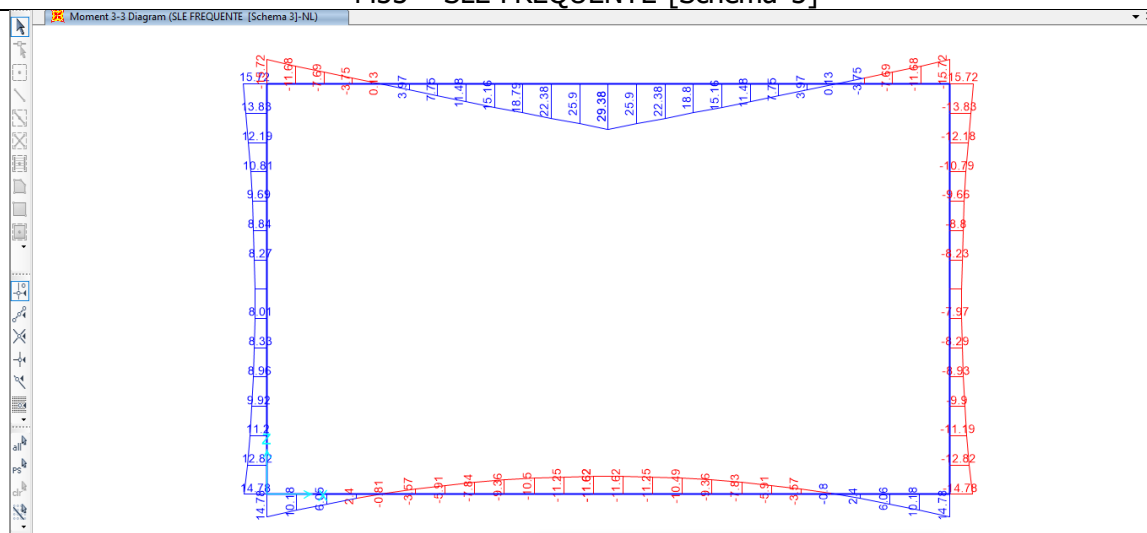
M33 – SLE FREQUENTE [Schema 1]



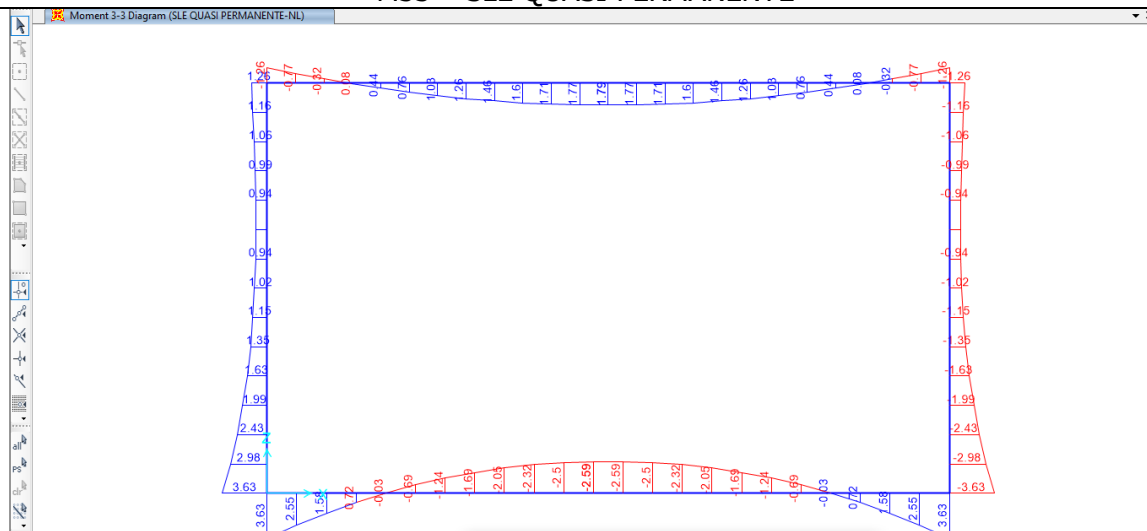
M33 – SLE FREQUENTE [Schema 2]



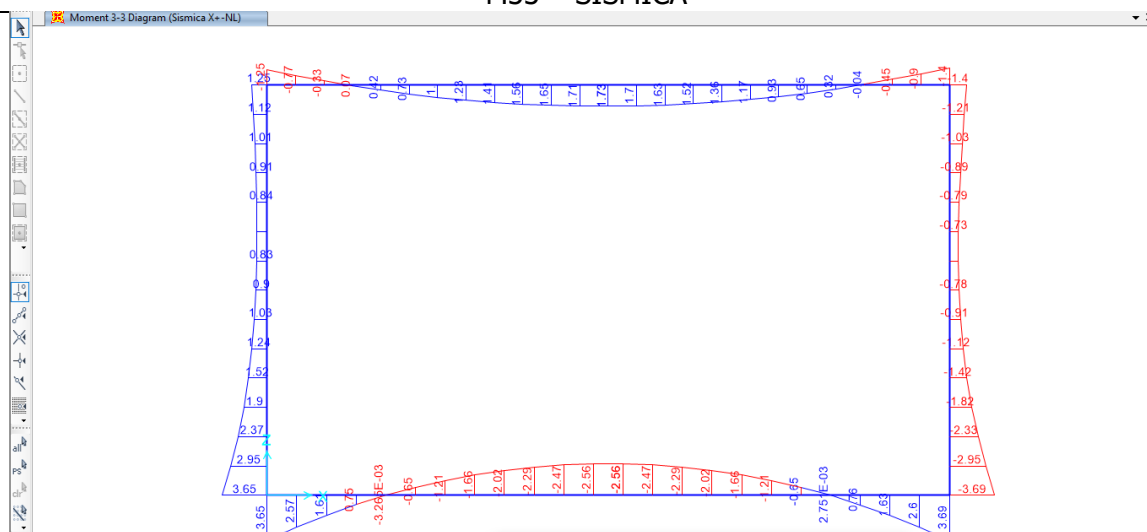
M33 – SLE FREQUENTE [Schema 3]



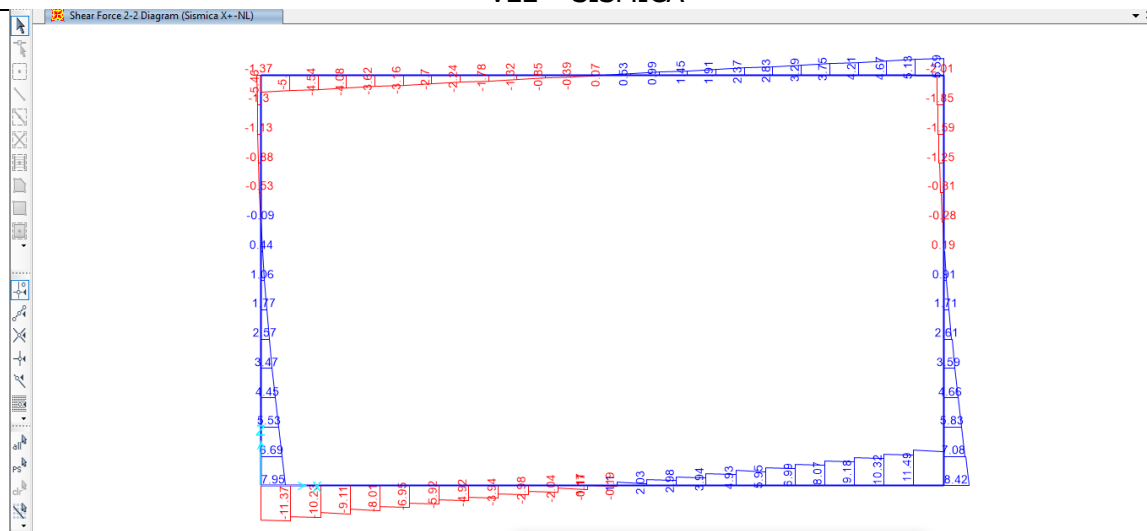
M33 – SLE QUASI PERMANENTE



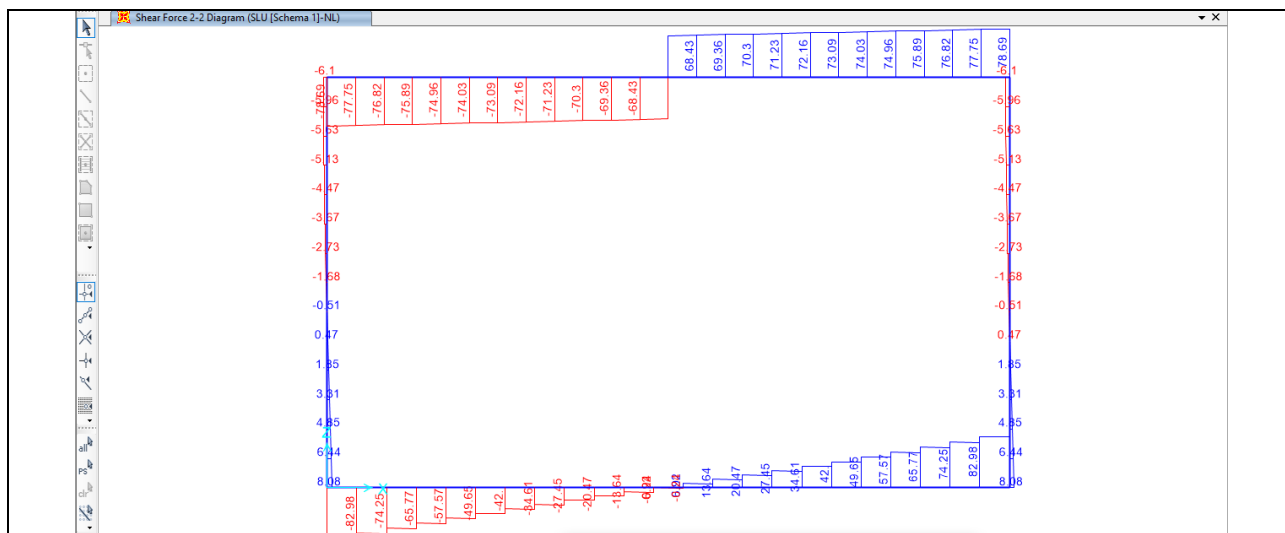
M33 – SISMICA



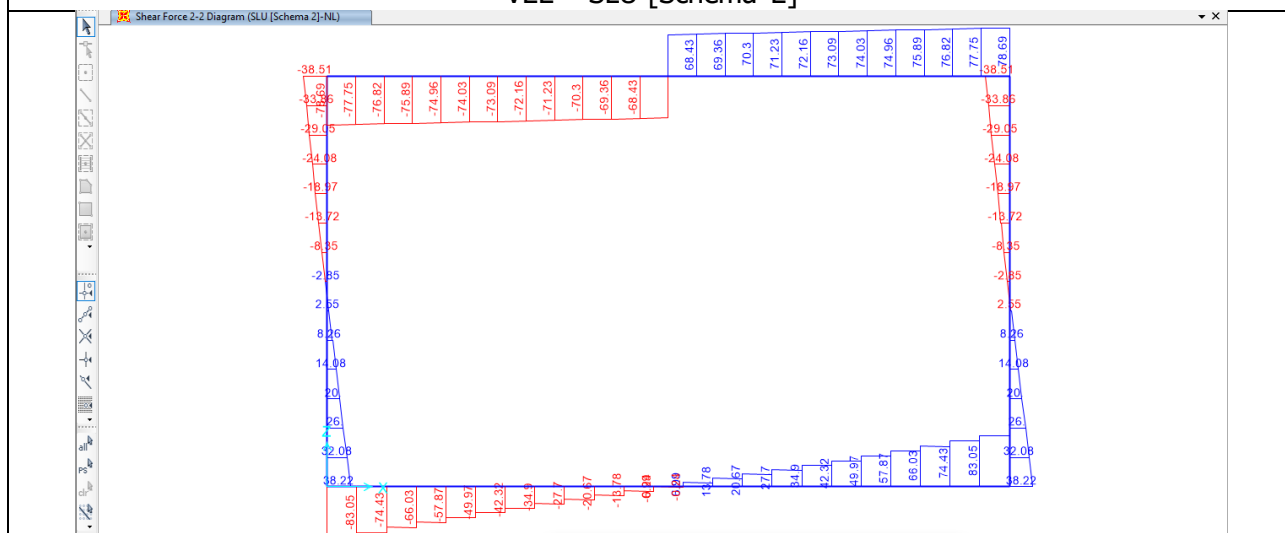
V22 – SISMICA



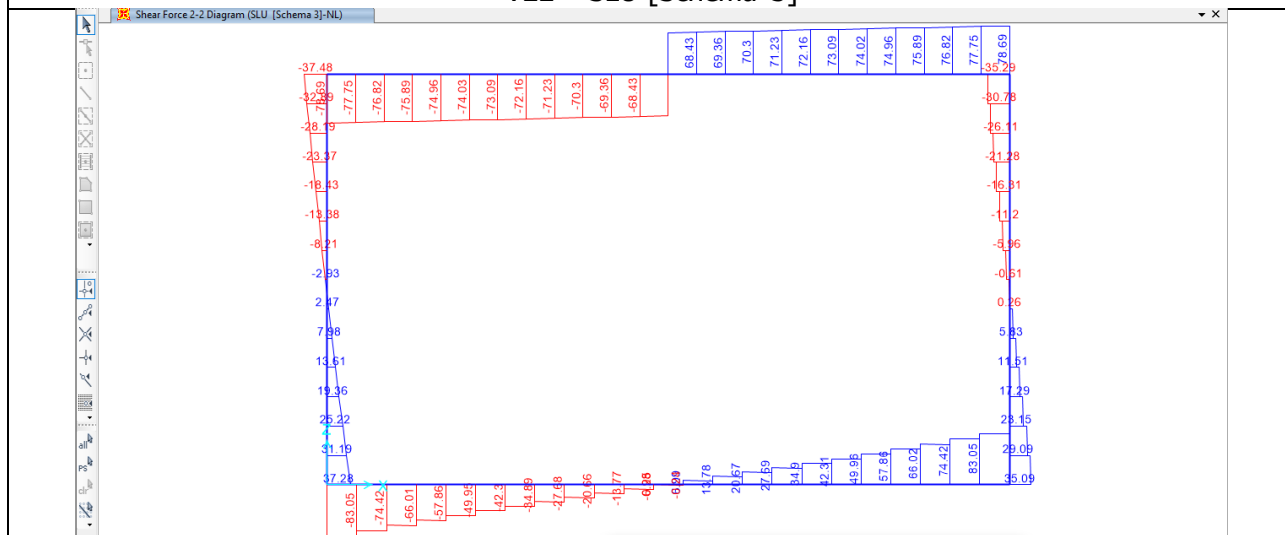
V22 – SLU [Schema 1]



V22 – SLU [Schema 2]



V22 – SLU [Schema 3]



#### 6.14.1.3 Verifiche effettuate

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali agli SLU ed agli SLE effettuate come da normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.].

Se non diversamente indicato, le verifiche sono svolte su una sezione di lunghezza unitaria ( $b=100$  cm) e spessore pari a quello dell'elemento oggetto di verifica; le dimensioni della sezione analizzata sono riportate, per ciascuna verifica, alla voce "*Caratteristiche geometriche della sezione di cls*".

Il passo delle armature previste è generalmente 20 cm, per cui in una sezione di lunghezza unitaria sono presenti 5 barre tese e 5 barre compresse; nella tabella seguente si riportano le aree corrispondenti a 5 barre di un determinato diametro.

Diametro $\phi$ [mm]	passo [cm]	lunghezza sezione considerata [cm]	n° barre/sezione [-]	Area [cm <sup>2</sup> ]
10	20	100	5	<b>3.93</b>
12	20	100	5	<b>5.65</b>
14	20	100	5	<b>7.70</b>
16	20	100	5	<b>10.05</b>
18	20	100	5	<b>12.72</b>
20	20	100	5	<b>15.71</b>
22	20	100	5	<b>19.01</b>
24	20	100	5	<b>22.62</b>
26	20	100	5	<b>26.55</b>
28	20	100	5	<b>30.79</b>

In alcune situazioni l'armatura è costituita da barre accoppiate, ovvero è presente la dicitura:

$$A_{S,compr} = \text{passo 20} \quad \phi_1 \quad + 5 \quad \phi_2$$

$$A_{S,tesa} = \text{passo 20} \quad \phi_1 \quad + 5 \quad \phi_2$$

Ciò significa che in una sezione unitaria l'armatura compressa e quella tesa sono entrambe costituite da 5 barre di diametro  $\phi_1$  e 5 barre di diametro  $\phi_2$ ; l'area totale dell'armatura (sia tesa sia compressa) è quindi data dalla somma delle aree presenti in tabella per i diametri  $\phi_1$  e  $\phi_2$ .

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>55.63</b>	<b>0.00</b>	<b>78.69</b>
<b>RARA</b>	<b>41.21</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>31.02</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>1.79</b>		

#### VERIFICA SOLETTA sp. 20 cm - ARMATURA TRASVERSALE

##### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	20	cm
$d' =$	3.8	cm
$d =$	16.2	cm



# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	78.69	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	20	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	16.2	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	106.59	kN
--	--------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0062 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 2'000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	92.41	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	106.59	kN	$>$	$V_{Ed} =$	78.69	kN
---------------------------------------	--------	----	-----	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 55.63 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 16 & + & \Phi = & 10.05 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 16 & + & \Phi = & 10.05 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 20 & \text{cm} \\ d' &= 3.8 & \text{cm} & & d &= 16.2 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.1 \text{ cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_{cu} = 0.0035 \\ \sigma'_s &< f_{yd} & \text{armatura compressa in campo elastico} \\ \sigma_s &= f_{yd} = 391.30 & \text{MPa} & \text{armatura tesa alla tensione } f_{yd} \end{aligned}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'238 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$\begin{aligned} 15'230 & & x^2 & + & 345'521 & x & -28'078'299 & = 0 \\ x &= & 3.31 & \text{cm} & & & x_1 = & 8.13 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -109.64 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 60.99 \text{ kNm} > M_{Ed} = 55.63 \text{ kNm}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 41.21 & \text{kNm} \\ A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 16 & + & \Phi = & 10.05 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 16 & + & \Phi = & 10.05 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 20 & \text{cm} \\ d' &= 3.8 & \text{cm} & & d &= 16.2 & \text{cm} \\ n &= 15 \end{aligned}$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 20.11 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 5.32 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 23'218 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 9.43 \text{ MPa} < 0.60 * f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 289.79 \text{ MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	31.02	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 16$	+	$\Phi =$	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 16$	+	$\Phi =$	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	20	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	16.2	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20.11	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	5.32	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	23'218	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 218.13 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00071 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00062$$

$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 4.89 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 10.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min (h_{c,eff\ i}) * b = 489.48 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.021 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 26.16 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} = 0.187 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.400 \text{ mm}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	1.79	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	20	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	16.2	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00	
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20.11	cm <sup>2</sup>
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	5.32	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	23'218	cm <sup>4</sup>

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 12.59 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00026 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00004$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 4.89 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 10.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 489.48 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.021 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 26.16 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.009	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	0.41	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	12.59	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----

Nota: i valori di taglio per il dimensionamento della platea sono stati estratti nella porzione centrale del manufatto, dove non sono presenti riempimenti ( $x=1.57$  m)

2		<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
	<b>SLU</b>	<b>25.51</b>	<b>0.00</b>	<b>34.74</b>
	<b>RARA</b>	<b>18.90</b>		
	<b>FREQ.</b>	<b>14.81</b>		
	<b>Q. PERM.</b>	<b>3.63</b>		

#### VERIFICA PLATEA sp. 15 cm - ARMATURA TRASVERSALE

##### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	15	cm
$d' =$	3.6	cm
$d =$	11.4	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	34.74	kN					
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>	

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	15	cm
$d' =$	3.6	cm		$d =$	11.4	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	69.61	kN
--	-------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0050 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 1'500 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	65.03	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	69.61	kN	>	$V_{Ed} =$	34.74	kN
---------------------------------------	-------	----	---	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 25.51 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 15 & \text{cm} \\ d' &= 3.6 & \text{cm} & & d &= 11.4 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 7.7 \quad \text{cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_{cu} = 0.0035 \\ \sigma'_s &< f_{yd} & \text{armatura compressa in campo elastico} \\ \sigma_s &= f_{yd} = 391.30 & \text{MPa} & \text{armatura tesa alla tensione } f_{yd} \end{aligned}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'172 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\begin{aligned} \beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} &= 0 \\ 15'230 & x^2 + 194'355 & x - 14'962'777 & = 0 \\ x &= 2.56 & \text{cm} & < & x_1 = 7.70 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -298.33 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 27.15 \quad \text{kNm} > M_{Ed} = 25.51 \quad \text{kNm}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 18.90 & \text{kNm} \\ A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 15 & \text{cm} \\ d' &= 3.6 & \text{cm} & & d &= 11.4 & \text{cm} \\ n &= 15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 11.31 & \text{cm}^2 \\ x &= (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 3.63 & \text{cm} \\ J_{fess} &= b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 6'715 & \text{cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 10.20 \quad \text{MPa} < 0.60 * f_{ck} = 19.92 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 328.20 \quad \text{MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \quad \text{MPa}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	14.81	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	15	cm
$d' =$	3.6	cm	$d =$	11.4	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	11.31	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	3.63	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	6'715	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 257.18 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00079 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00073$$

$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 3.79 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 7.50 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min (h_{c,eff\ i}) * b = 379.14 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.015 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 25.92 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} = 0.205 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.400 \text{ mm}$$



**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	3.63	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	15	cm
$d' =$	3.6	cm	$d =$	11.4	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	11.31	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	3.63	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	6'715	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 63.04 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00013 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 3.79 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 7.50 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 379.14 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.015 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 25.92 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} = 0.047 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.300 \text{ mm}$$

**Verifica tensioni in esercizio**

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 1.96 \text{ MPa} < 0.45 * f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 63.04 \text{ MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$$

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>28.20</b>	<b>0.00</b>	<b>38.51</b>
<b>RARA</b>	<b>20.89</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>15.78</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>3.63</b>		

#### VERIFICA PARETI sp. 19 cm - ARMATURA VERTICALE

##### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	19	cm
$d' =$	3.6	cm
$d =$	15.4	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	38.51	kN					
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>	

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	19	cm
$d' =$	3.6	cm		$d =$	15.4	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	85.06	kN
--	-------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0037 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 1'900 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	87.84	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	87.84	kN	$>$	$V_{Ed} =$	38.51	kN
---------------------------------------	-------	----	-----	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 28.20 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 19 & \text{cm} \\ d' &= 3.6 & \text{cm} & & d &= 15.4 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 7.7 \text{ cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_{cu} = 0.0035 \\ \sigma'_s &< f_{yd} & \text{armatura compressa in campo elastico} \\ \sigma_s &= f_{yd} = 391.30 & \text{MPa} & \text{armatura tesa alla tensione } f_{yd} \end{aligned}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'172 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\begin{aligned} \beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} &= 0 \\ 15'230 x^2 + 194'355 x - 14'962'777 &= 0 \\ x &= 2.56 \text{ cm} < x_1 = 7.70 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -298.33 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 36.00 \text{ kNm} > M_{Ed} = 28.20 \text{ kNm}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 20.89 & \text{kNm} \\ A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 12 & + & \Phi = & 5.65 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 19 & \text{cm} \\ d' &= 3.6 & \text{cm} & & d &= 15.4 & \text{cm} \\ n &= 15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 11.31 \text{ cm}^2 \\ x &= (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 4.23 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 13'140 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 6.72 \text{ MPa} < 0.60 * f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 266.40 \text{ MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

Verifica a fessurazione

$M_{Ed} =$	15.78	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 12$	+	$\Phi =$	5.65	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	19	cm
$d' =$	3.6	cm	$d =$	15.4	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	11.31	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	4.23	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	13'140	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 201.23 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00041 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00057$$

$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 4.92 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 9.50 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min (h_{c,eff\ i}) * b = 492.37 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.011 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 30.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} = 0.172 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.400 \text{ mm}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	3.63	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ12	+	Φ =	5.65	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	19	cm
$d' =$	3.6	cm	$d =$	15.4	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00	
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	11.31	cm <sup>2</sup>
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	4.23	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	13'140	cm <sup>4</sup>

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 46.29 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00033 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00013$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 4.92 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 9.50 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 492.37 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.011 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 30.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.040	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.17	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	46.29	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----

Per i ripartitori orizzontali delle pareti e per i ferri longitudinali di platea e soletta si prevedono armature  $\phi 10/20$ .

#### 6.14.1.4 Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità

Al fine di validare la modellazione, si sono confrontate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software nella combinazione "PESO PROPRIO" (ovvero quella in cui viene considerato unicamente il peso proprio DEAD, senza carichi esterni) con il volume della sezione trasversale, individuato in Autocad.

L'output fornito dal software è il seguente:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
__PESO PROPRIO	0.00	0.00	31.96

Il volume della sezione trasversale è pari a:

	n	B	sp	V	
Platea	1.00	2.40	0.15	0.36	
Soletta	1.00	2.40	0.20	0.48	
Pareti	2.00	1.15	0.19	0.44	
			TOT	1.28	m3/m

Considerando un peso specifico  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$ , risulta  $P = \gamma_{c.a.} * V = 31.93 \text{ kN}$ .

L'errore nella modellazione è quindi pari a 0.12%, per cui il modello risulta validato.

Al fine di verificare i carichi applicati, si sono analizzate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software per i carichi accidentali verticali.

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
Traffico DISTR	0.00	0.00	5.53
Traffico CONC	0.00	0.00	100.00

#### Traffico DISTRIBUITO

Considerando un carico  $q = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  e la larghezza complessiva della sezione, pari a 2.40 m, il carico totale agente è pari a  $Q = q \times B = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.40 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}$ , con un errore del 7.92%, dovuto al fatto che pareti e soletta sono state modellate in corrispondenza dei loro assi. Considerando infatti la distanza tra gli assi delle due pareti pari a  $B_{eff} = 2.40 - 0.19 = 2.21 \text{ m}$  risulta  $Q_{eff} = q \times B_{eff} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.21 \text{ m} = 5.53 \text{ kN/m}$ ; l'errore è quindi nullo e il modello risulta validato.

#### Traffico CONCENTRATO

Poiché, come detto, si è considerata la presenza di una sola ruota sulla mezzera della soletta, l'errore nella modellazione è nullo.

## 6.15 Manufatti di sovrappasso (S3)

### 6.15.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Data la geometria del manufatto di sovrappasso, si è presa in considerazione una sezione bidimensionale rappresentativa della struttura. Cautelativamente si è considerato il canale vuoto così da massimizzare le sollecitazioni derivanti dai terreni e dai mezzi presenti sulla copertura.

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Spinte del terreno

A scopo cautelativo si sono considerati i medesimi parametri riportati per i muri del Canale Lanza di altezza 200 cm (cfr. par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), o vvero quelli che comportano le maggiori spinte tra tutti quelli individuati nella *Relazione geologica*.

Data la geometria del manufatto, si è ritenuto opportuno considerare il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin\phi$ ; i parametri del terreno sono riassunti nella tabella seguente.

UL1	
$\gamma_{nat,1}$	17.0 kN/m <sup>3</sup>
$c'_1$	0.00 kPa
$\phi_1$	26.10 °
$k_0$	0.560

Le pressioni sono ottenute applicando la formula proposta di seguito:

$$p = \gamma_{nat,1} \cdot z \cdot k_0 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_0}$$

dove:

- $z$  è la profondità rispetto al piano campagna;

- Pressioni falda su pareti e piede (sottopressioni) [carico permanente]

Nelle prove penetrometriche riportate nella Relazione geologica, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, ovvero a più di 2 m dal piano campagna; poiché il manufatto in esame ha una profondità, rispetto al piano campagna, inferiore a 2 m, nelle verifiche seguenti non si è considerata presenza di falda.

- Sisma

Calcolato come specificato al paragrafo 6.4



- Azioni variabili da traffico sulla soletta [carichi verticali  $q_1$ ]

A scopo cautelativo si sono considerati i carichi previsti dal capitolo 5 delle NTC2018.

Si specifica innanzitutto che l'impalcato in progetto non è riconducibile ad un ponte stradale, in quanto su di esso si prevede la presenza di una strada privata, con permesso di accesso ai soli mezzi autorizzati, che dovranno peraltro rispettare limitazioni di carico.

Poiché la larghezza della superficie carrabile è inferiore a 5.40 m, per il manufatto in esame si considera presente una sola corsia [NTC2018 – Tab.5.1.I e Par. 5.1.3.3.5].

Le azioni variabili da traffico impiegate, comprensive degli effetti dinamici, seguono lo schema di carico 1; in particolare, si è considerato lo schema di carico relativo alla corsia 2 [NTC2018 – Par. 5.1.3.3.3 e Fig. 5.1.2], costituito da un carico asse  $Q_{2k} = 200$  kN ed un carico distribuito  $q_{2k} = 2.50$  kN/m<sup>2</sup>. Il passaggio di mezzi di peso superiore sarà vietato.

Date le ridotte dimensioni del manufatto, si è considerato un solo schema di carico in cui una sola ruota ( $Q=Q_{2k}/2=100$  kN) è posizionato sulla mezzeria della copertura.

- Azioni variabili da traffico sul terrapieno [carichi verticali  $q_1$ ]

Si è assunto che sul terreno ai lati del manufatto agiscano i medesimi carichi da traffico descritti al punto precedente; in particolare si è considerato il medesimo carico distribuito  $q_{2k} = 2.50$  kN/m<sup>2</sup>, a cui è stato sommato un carico distribuito equivalente calcolato con riferimento a quanto previsto dal paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circolare Esplicativa delle NTC2018. Si è infatti considerato che i carichi concentrati agiscano su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m, per cui risulta  $q_{2k,eq} = 2 * \frac{Q_{2k}}{3 * 2.20} = 60.61 \frac{kN}{m^2}$ .

La pressione totale agente sul terrapieno è quindi pari a  $q_{2k,tot} = q_{2k} + q_{2k,eq} = 63.11 \frac{kN}{m^2}$ .

Il sovraccarico orizzontale agente sulle pareti della spalla è quindi pari a:

$$q_{spalla,k0} = q_{2k,tot} * k_0 = 63.11 \frac{kN}{m^2} * 0.56 = 35.35 \frac{kN}{m^2}$$

Al fine di determinare la condizione più gravosa per ciascuno degli elementi strutturali si sono considerate i seguenti schemi di carico:

- schema 1: assenza di carico sul terreno
- schema 2: presenza di carico sul terreno da entrambi i lati.
- schema 3: presenza di carico sul terreno da un solo lato

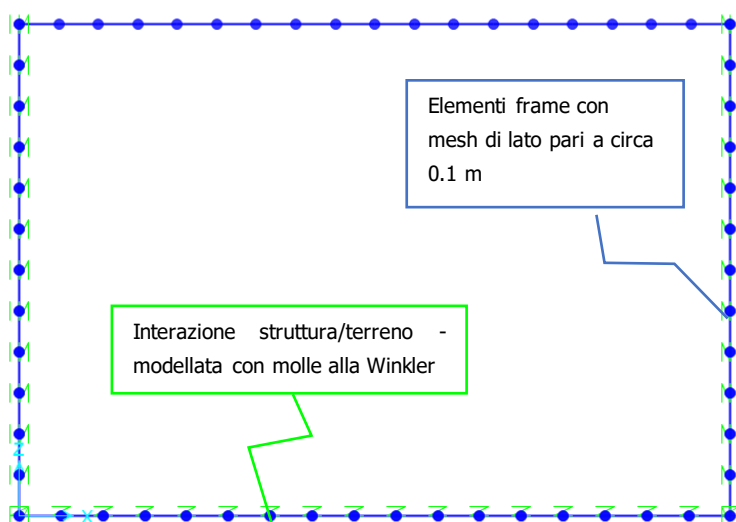
Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa; poiché si sono considerati i carichi da traffico definiti nel Cap. 5 delle NTC, si sono utilizzati i coefficienti amplificativi riportati nella tabella 5.I.V.

	Peso proprio	Spinte terreno	Traffico concentrato	Traffico distribuito	Traffico su terrapieno	Sisma
	g1	g3	q1	q1	q1	
SLU FONDAMENTALE [Schemi 1-2-3]	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	-
SLE RARA [Schemi 1-2-3]	1	1	1	1	1	-
SLE FREQUENTE [Schemi 1-2-3]	1	1	0.75	0.4	0.75	-
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	0	0	0	-
SISMICA X+	1	1	0	0	0	1

NB: data la simmetria della struttura, l'azione sismica è stata considerata come agente in un unico verso.

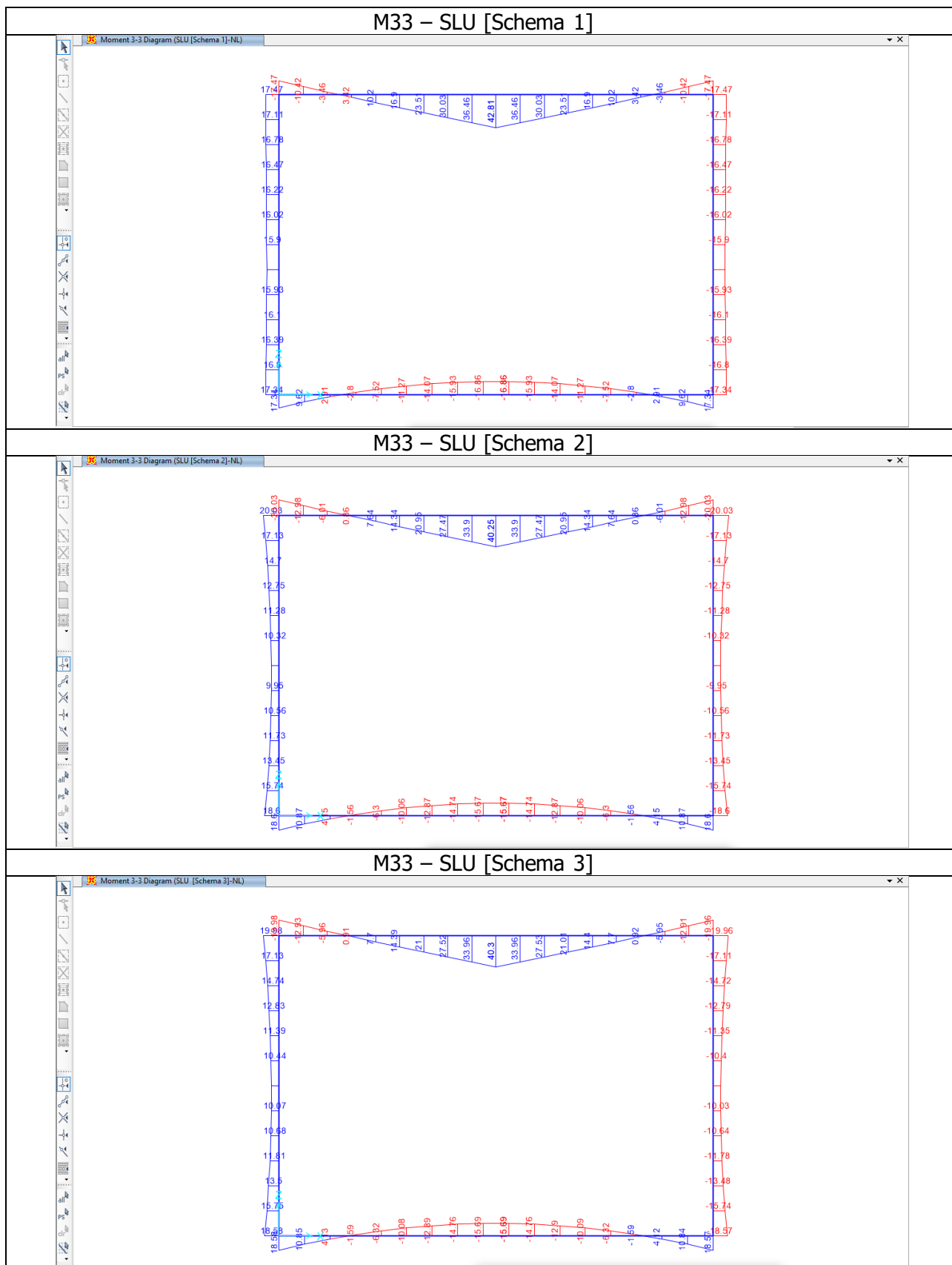
#### 6.15.1.2 Modellazione e risultati dell'analisi

Si riporta nel seguito uno sketch del modello generato ai fini dell'analisi.

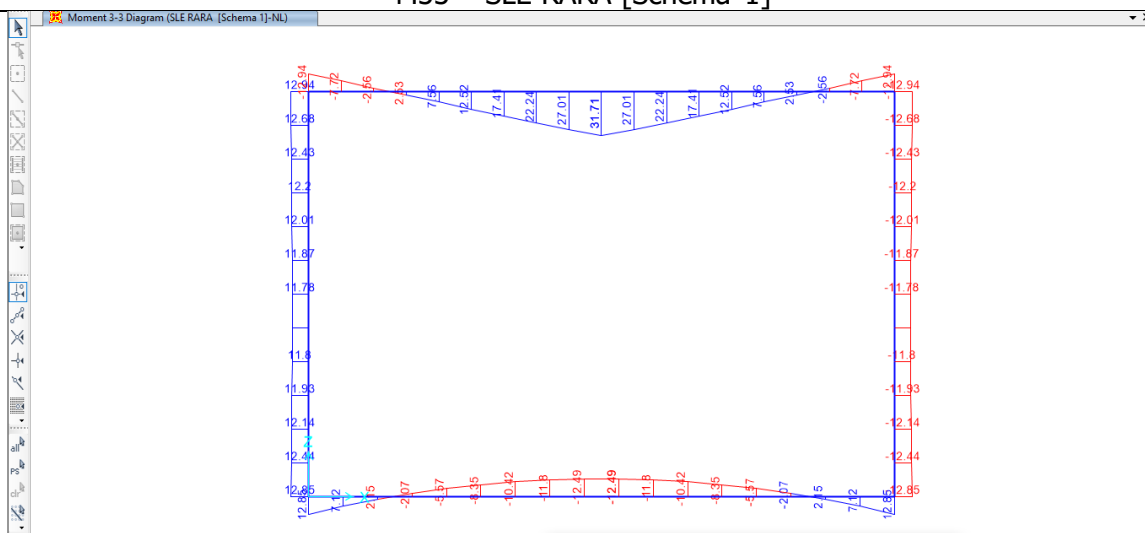


La reazione resistente del terreno alla mobilitazione del manufatto è stata simulata applicando delle molle. Nella fattispecie per le fondazioni si è considerato un modulo di Winkler  $K = 25000 \text{ kN/m}^3$ , coerente con quanto reperibile in letteratura per sabbie poco addensate, mentre per le pareti si è considerato un modulo di reazione orizzontale pari alla metà di quello verticale. Si è inoltre svolta un'analisi di sensitività, verificando che il modello non risulta particolarmente sensibile alla variazione di  $K$ , dal momento che per  $K = 50000 \text{ kN/m}^3$  o per  $K = 15000 \text{ kN/m}^3$  le sollecitazioni cambiano solo a livello di decimali rispetto a quelle riportate di seguito.

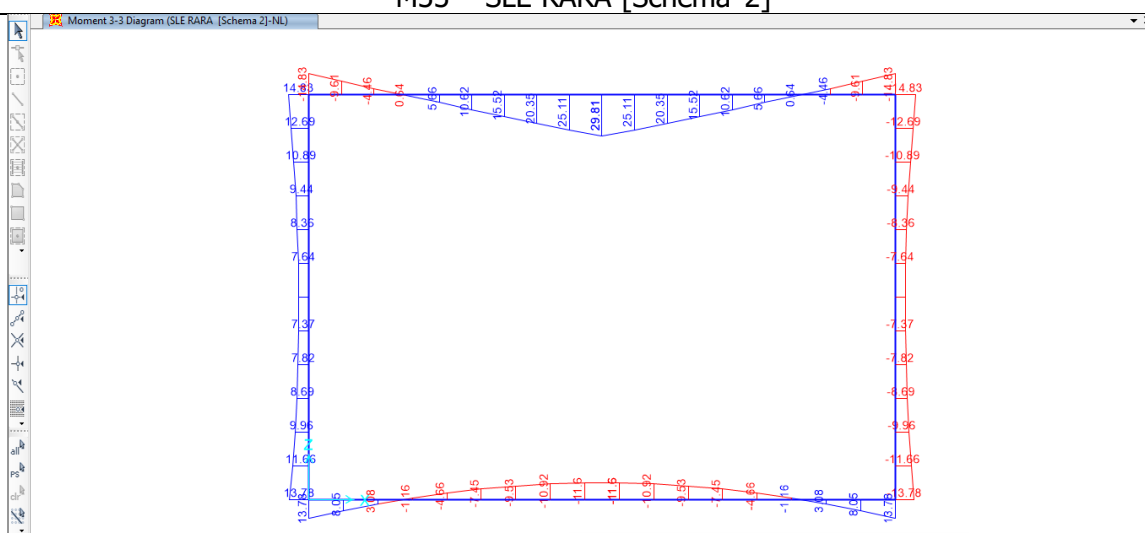
Si riportano di seguito i risultati delle analisi:



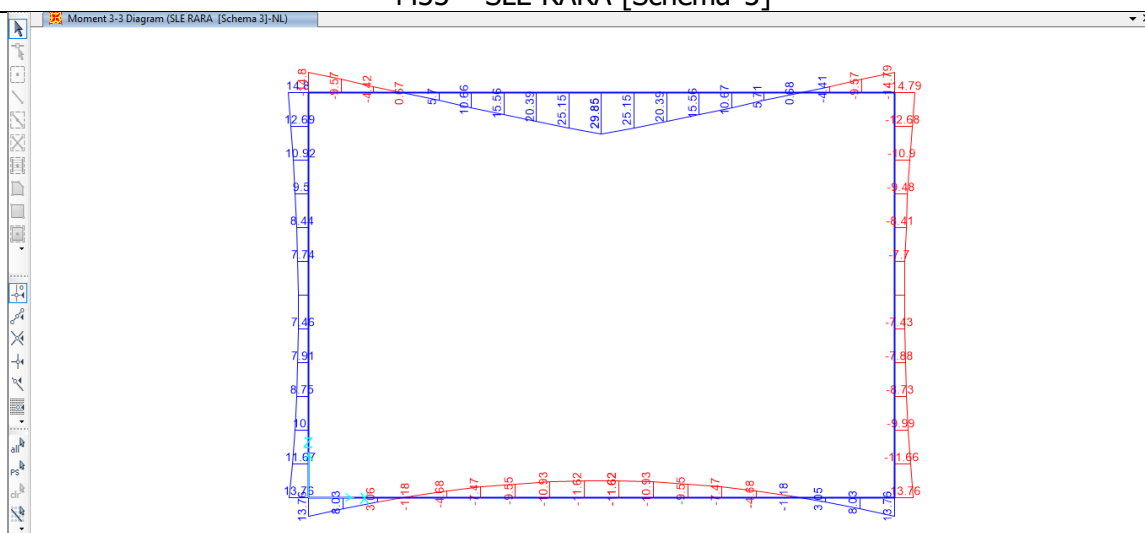
M33 – SLE RARA [Schema 1]



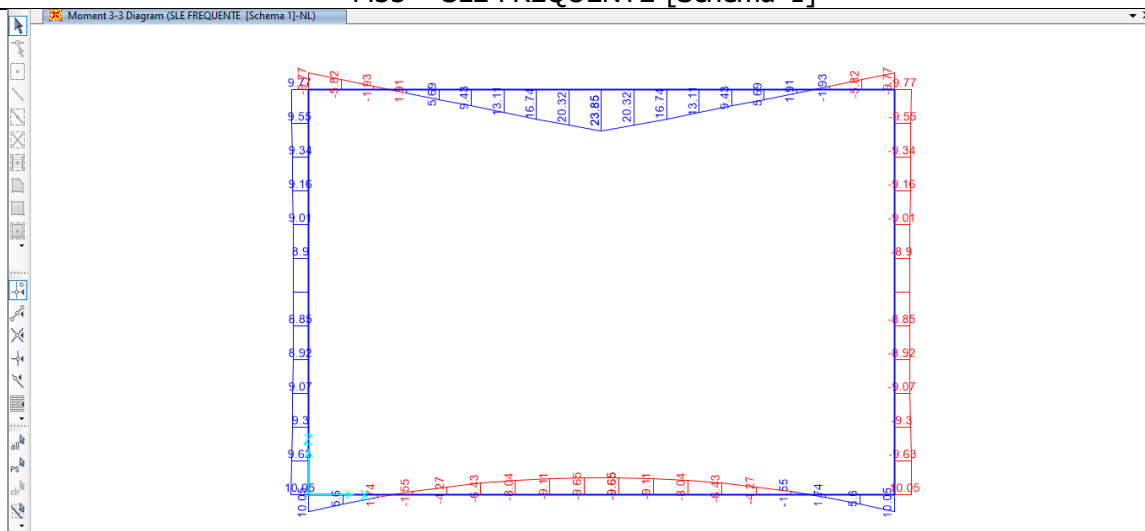
M33 – SLE RARA [Schema 2]



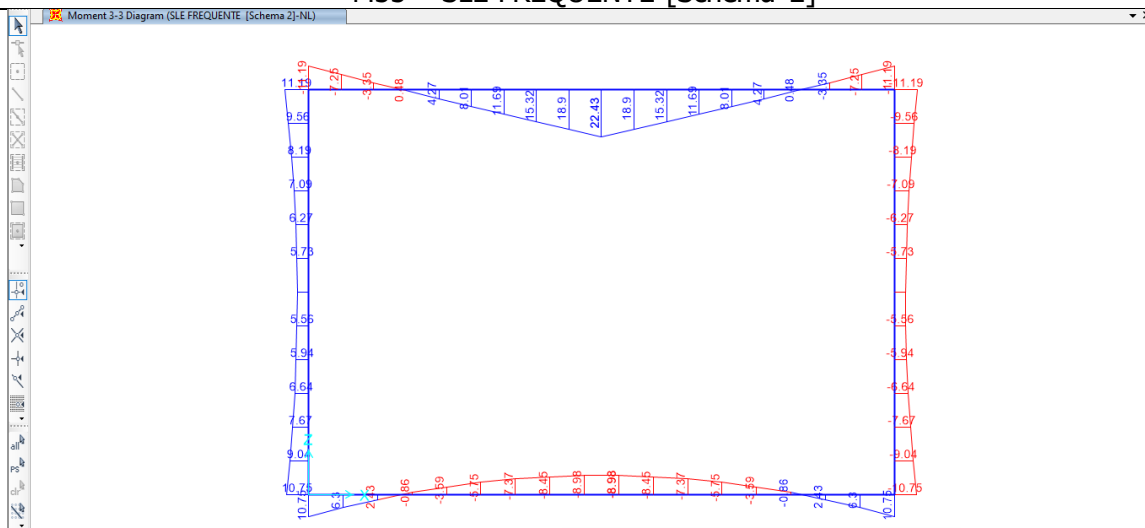
M33 – SLE RARA [Schema 3]



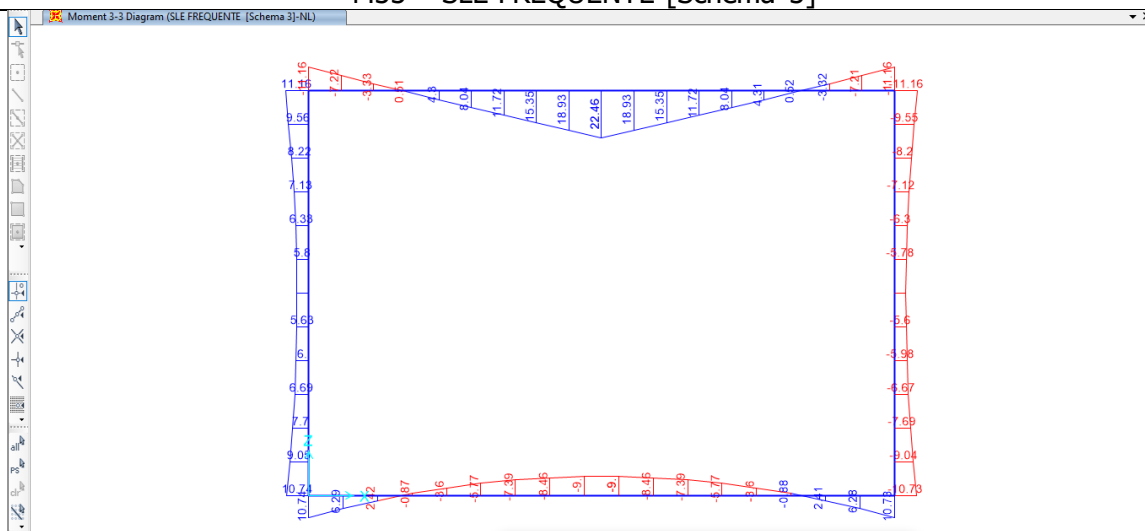
M33 – SLE FREQUENTE [Schema 1]



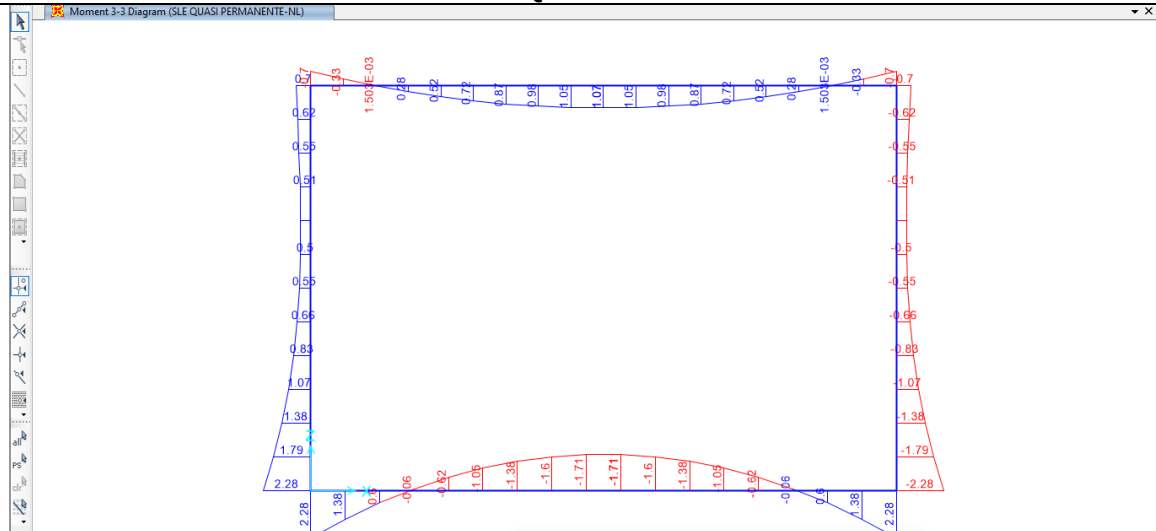
M33 – SLE FREQUENTE [Schema 2]



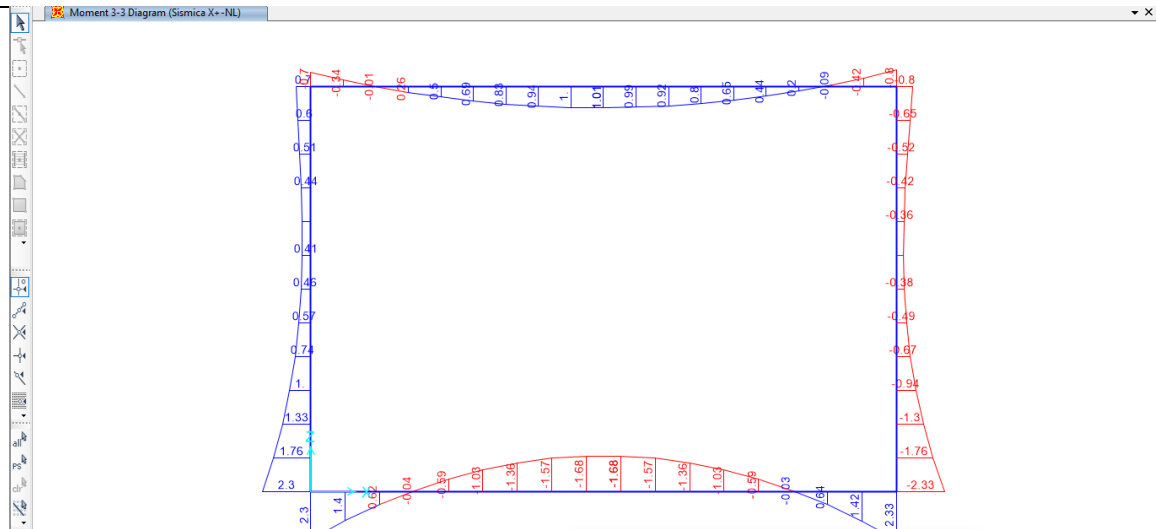
M33 – SLE FREQUENTE [Schema 3]



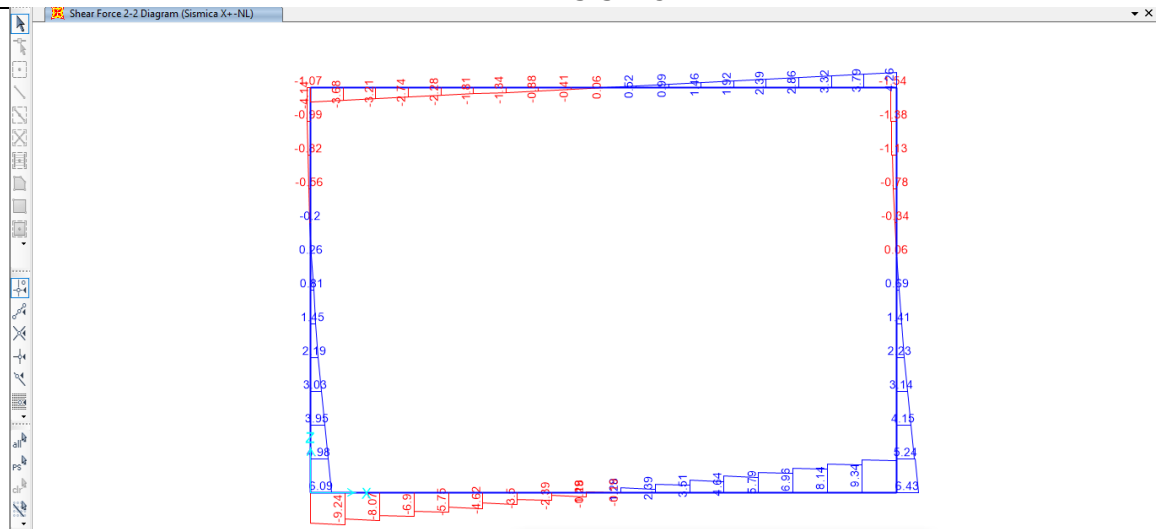
M33 – SLE QUASI PERMANENTE



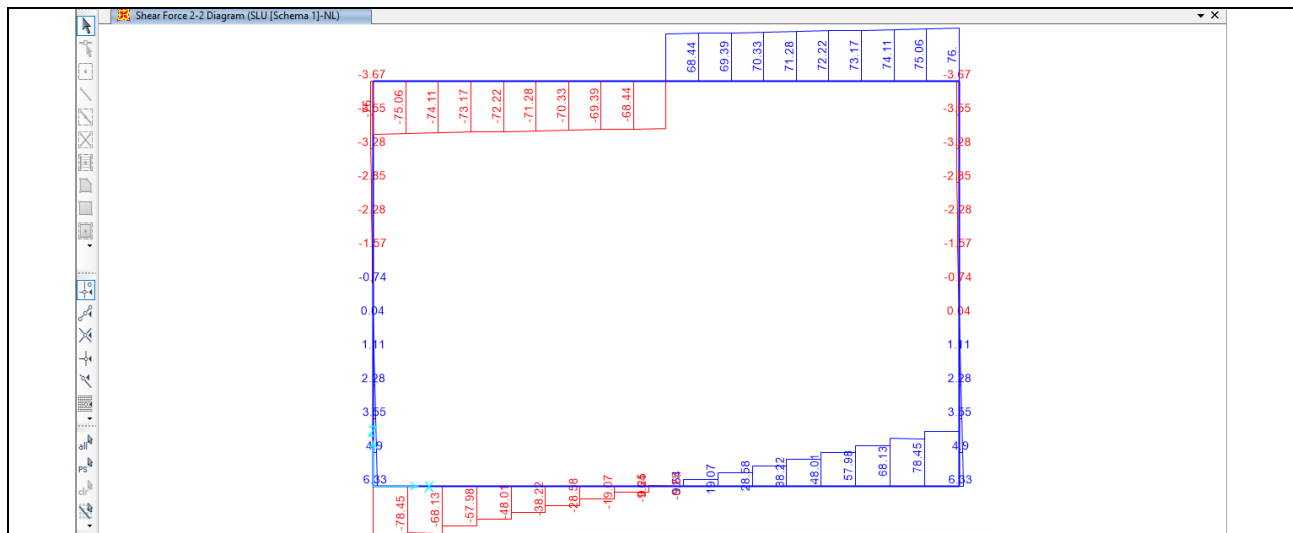
M33 – SISMICA



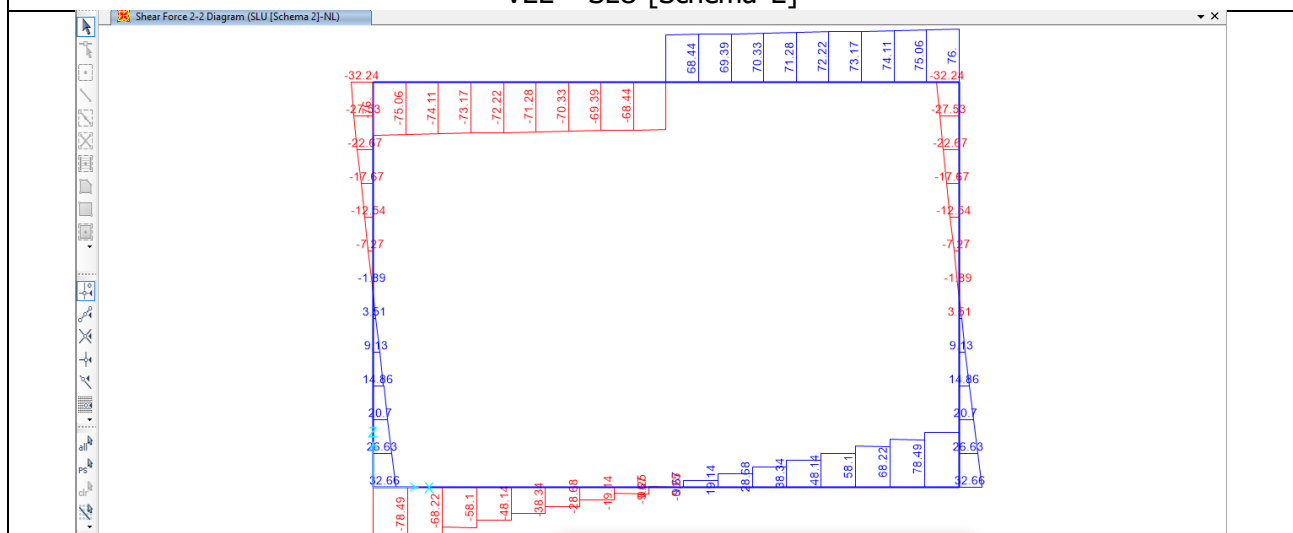
V22 – SISMICA



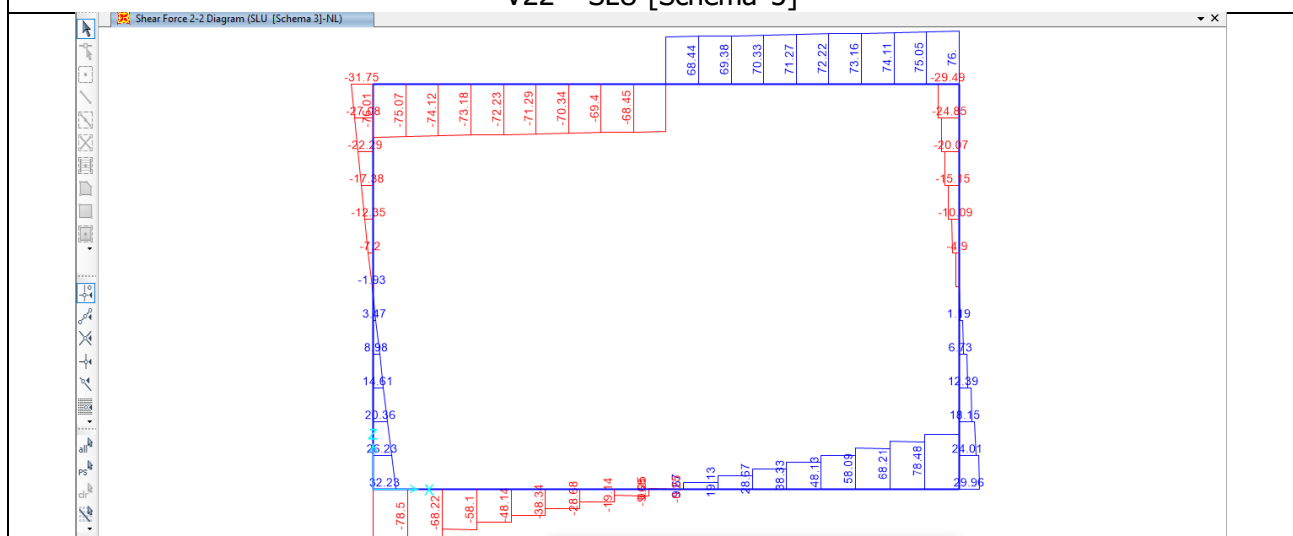
V22 – SLU [Schema 1]



V22 – SLU [Schema 2]



V22 – SLU [Schema 3]



### 6.15.1.3 Verifiche effettuate

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali agli SLU ed agli SLE effettuate come da normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.].

Se non diversamente indicato, le verifiche sono svolte su una sezione di lunghezza unitaria ( $b=100$  cm) e spessore pari a quello dell'elemento oggetto di verifica; le dimensioni della sezione analizzata sono riportate, per ciascuna verifica, alla voce "*Caratteristiche geometriche della sezione di cls*".

Il passo delle armature previste è generalmente 20 cm, per cui in una sezione di lunghezza unitaria sono presenti 5 barre tese e 5 barre compresse; nella tabella seguente si riportano le aree corrispondenti a 5 barre di un determinato diametro.

Diametro $\phi$ [mm]	passo [cm]	lunghezza sezione considerata [cm]	n° barre/sezione [-]	Area [cm <sup>2</sup> ]
10	20	100	5	<b>3.93</b>
12	20	100	5	<b>5.65</b>
14	20	100	5	<b>7.70</b>
16	20	100	5	<b>10.05</b>
18	20	100	5	<b>12.72</b>
20	20	100	5	<b>15.71</b>
22	20	100	5	<b>19.01</b>
24	20	100	5	<b>22.62</b>
26	20	100	5	<b>26.55</b>
28	20	100	5	<b>30.79</b>

In alcune situazioni l'armatura è costituita da barre accoppiate, ovvero è presente la dicitura:

$$A_{S,compr} = \text{passo 20} \quad \phi_1 \quad + 5 \quad \phi_2$$

$$A_{S,tesa} = \text{passo 20} \quad \phi_1 \quad + 5 \quad \phi_2$$

Ciò significa che in una sezione unitaria l'armatura compressa e quella tesa sono entrambe costituite da 5 barre di diametro  $\phi_1$  e 5 barre di diametro  $\phi_2$ ; l'area totale dell'armatura (sia tesa sia compressa) è quindi data dalla somma delle aree presenti in tabella per i diametri  $\phi_1$  e  $\phi_2$ .



	$M_{ED}$ [ kNm/m ]	$N_{ED}$ [ kN/m ]	$T_{ED}$ [ kN/m ]
SLU	42.81	0.00	76.01
RARA	31.71		
FREQ.	23.85		
Q. PERM.	1.07		

#### VERIFICA SOLETTA sp. 20 cm - ARMATURA TRASVERSALE

##### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	20	cm
$d' =$	3.7	cm
$d =$	16.3	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	76.01	kN					
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>	

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	20	cm
$d' =$	3.7	cm		$d =$	16.3	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	97.91	kN
--	-------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0047 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 2'000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	92.98	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	97.91	kN	$>$	$V_{Ed} =$	76.01	kN
---------------------------------------	-------	----	-----	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 42.81 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 14 & + & \Phi = & 7.70 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 14 & + & \Phi = & 7.70 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 20 & \text{cm} \\ d' &= 3.7 & \text{cm} & & d &= 16.3 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 7.9 \quad \text{cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_{cu} = 0.0035 \\ \sigma'_s &< f_{yd} & \text{armatura compressa in campo elastico} \\ \sigma_s &= f_{yd} = 391.30 & \text{MPa} & \text{armatura tesa alla tensione } f_{yd} \end{aligned}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'205 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\begin{aligned} \beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} &= 0 \\ 15'230 & x^2 + 264'539 & x - 20'931'725 & = 0 \\ x &= 2.94 & \text{cm} & < & x_1 = 7.91 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -190.26 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 49.04 \quad \text{kNm} > M_{Ed} = 42.81 \quad \text{kNm}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 31.71 & \text{kNm} \\ A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 14 & + & \Phi = & 7.70 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 14 & + & \Phi = & 7.70 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 20 & \text{cm} \\ d' &= 3.7 & \text{cm} & & d &= 16.3 & \text{cm} \\ n &= 15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.39 & \text{cm}^2 \\ x &= (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 4.87 & \text{cm} \\ J_{fess} &= b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 19'092 & \text{cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 8.09 \quad \text{MPa} < 0.60 * f_{ck} = 19.92 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 284.81 \quad \text{MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \quad \text{MPa}$$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	23.85	kNm				
$A_{S, compr} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

b =	100	cm		h =	20	cm
d' =	3.7	cm		d =	16.3	cm
n =	15					

$\gamma = A_{S, compr} / A_{S, tesa} =$	1.00					
$A_{S, tot} = A_{S, tesa} + A_{S, compr} =$	15.39	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S, tot} / b) * [1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S, tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$				4.87	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S, tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S, compr} * (x - d')^2 =$				19'092	cm <sup>4</sup>	

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 214.22 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00060 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00061$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c, eff 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.25 \text{ cm} \\ h_{c, eff 2} &= (h - x) / 3 = 5.04 \text{ cm} \\ h_{c, eff 3} &= h / 2 = 10.00 \text{ cm} \\ A_{c, eff} &= \min (h_{c, eff i}) * b = 504.39 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c, eff} = 0.015 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 28.18 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \epsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0.172	mm	$\leq$	$w_{d, max} =$	0.400	mm
---	-------	----	--------	----------------	-------	----

# **VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

## **Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	1.07	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	20	cm
$d' =$	3.7	cm	$d =$	16.3	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00	
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	15.39	cm <sup>2</sup>
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	4.87	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	19'092	cm <sup>4</sup>

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 9.61 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00038 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00003$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.25 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 5.04 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 10.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 504.39 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.015 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 28.18 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} = 0.008 \text{ mm} \leq w_{d,max} = 0.300 \text{ mm}$$

## **Verifica tensioni in esercizio**

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 0.27 \text{ MPa} < 0.45 * f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 9.61 \text{ MPa} < 0.8 * f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$$

Nota: i valori di taglio per il dimensionamento della platea sono stati estratti nella porzione centrale del manufatto, dove non sono presenti riempimenti ( $x=1.19$  m)

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>18.60</b>	<b>0.00</b>	<b>38.33</b>
<b>RARA</b>	<b>13.78</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>10.75</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>2.28</b>		

#### VERIFICA PLATEA sp. 15 cm - ARMATURA TRASVERSALE

##### Caratteristiche dei materiali

##### - Cls $R_{ck} \geq 40$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa	

##### - Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210,000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	15	cm
$d' =$	3.5	cm
$d =$	11.5	cm

## VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

### Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	38.33	kN					
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>	

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	15	cm
$d' =$	3.5	cm		$d =$	11.5	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	62.00	kN
--	-------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0034 \leq 0.02$$

$A_{Sl}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 1,500 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	65.60	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	65.60	kN	>	$V_{Ed} =$	38.33	kN
---------------------------------------	-------	----	---	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 18.60 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,comp} &= \text{passo 20} & \Phi 10 & + & \Phi = & 3.93 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 10 & + & \Phi = & 3.93 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 15 & \text{cm} \\ d' &= 3.5 & \text{cm} & & d &= 11.5 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 7.5 \quad \text{cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 391.30 \quad \text{MPa}$$

armatura compressa in campo elastico

armatura tesa alla tensione  $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,140 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$$

$$15,230 \quad x^2 \quad + \quad 134,969 \quad x \quad - 10,102,184 = 0$$

$$x = 2.17 \quad \text{cm} < x_1 = 7.48 \quad \text{cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -450.36 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 20.88 \quad \text{kNm} > M_{Ed} = 18.60 \quad \text{kNm}$$



### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

#### Verifica tensioni in esercizio

$M_{Ed} =$	13.78	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	15	cm
$d' =$	3.5	cm	$d =$	11.5	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 3.19 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 5,155 \text{ cm}^4$$

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	8.52	MPa	<	$0,60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
--------------------------------------	------	-----	---	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	333.27	MPa	<	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	---	------------------	--------	-----

### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente

Si è condotta la verifica di fessurazione

#### Verifica a fessurazione

$M_{Ed} =$	10.75	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	15	cm
$d' =$	3.5	cm	$d =$	11.5	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 3.19 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 5,155 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 259.99 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00061 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00074$$

$$k_1 = 0.4$$

$$h_{c,eff1} = 2.5 * (h - d) = 8.75 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff2} = (h - x) / 3 = 3.94 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff3} = h / 2 = 7.50 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff1}, h_{c,eff2}, h_{c,eff3}) * b = 393.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.010$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.24$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 28.95 \text{ cm}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.215	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

# **VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

## **Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	2.28	kNm				
$A_{S,comp} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	15	cm
$d' =$	3.5	cm	$d =$	11.5	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} =$	7.85	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$			3.19	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,comp} * (x - d')^2 =$			5,155	cm <sup>4</sup>	

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 55.14 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00037 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00016$$

$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff 1} &= 2.5 * (h - d) = 8.75 \text{ cm} \\ h_{c,eff 2} &= (h - x) / 3 = 3.94 \text{ cm} \\ h_{c,eff 3} &= h / 2 = 7.50 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff i}) * b = 393.75 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.010 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 28.95 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.046	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

## **Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.41	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	55.14	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>20.03</b>	<b>0.00</b>	<b>32.66</b>
<b>RARA</b>	<b>14.83</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>11.19</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>2.28</b>		

#### VERIFICA PARETI sp. 20 cm- ARMATURA VERTICALE

##### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33,643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210,000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	20	cm
$d' =$	3.5	cm
$d =$	16.5	cm

## VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

### Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	32.66	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	20	cm
$d' =$	3.5	cm		$d =$	16.5	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	78.87	kN
--	-------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0024 \leq 0.02$$

$A_{Sl}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 2,000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	94.12	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.570$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	94.12	kN	>	$V_{Ed} =$	32.66	kN
---------------------------------------	-------	----	---	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 20.03 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= \text{passo 20} & \Phi 10 & + & \Phi = & 3.93 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= \text{passo 20} & \Phi 10 & + & \Phi = & 3.93 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 100 & \text{cm} & & h &= 20 & \text{cm} \\ d' &= 3.5 & \text{cm} & & d &= 16.5 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{yd})] * d' = 7.5 \quad \text{cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 391.30 \quad \text{MPa}$$

armatura compressa in campo elastico  
armatura tesa alla tensione  $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1,140 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \varepsilon'_s = E_s * \varepsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \varepsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \varepsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$\begin{aligned} 15,230 & & x^2 & + & 134,969 & x & -10,102,184 & = 0 \\ x &= & 2.17 & \text{cm} & & & x_1 = & 7.48 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\sigma'_s = E_s * \varepsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -450.36 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	<b>28.56</b>	kNm	>	$M_{Ed} =$	<b>20.03</b>	kNm
------------	--------------	-----	---	------------	--------------	-----

### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

#### Verifica tensioni in esercizio

$M_{Ed} =$	14.83	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	20	cm
$d' =$	3.5	cm	$d =$	16.5	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 3.82 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 11,335 \text{ cm}^4$$

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	4.99	MPa	<	$0,60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
--------------------------------------	------	-----	---	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	248.91	MPa	<	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	---	------------------	--------	-----

### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente

Si è condotta la verifica di fessurazione

#### Verifica a fessurazione

$M_{Ed} =$	11.19	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	$\Phi 10$	+	$\Phi =$	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	20	cm
$d' =$	3.5	cm	$d =$	16.5	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 3.82 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 11,335 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 187.81 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00054$$

$$k_1 = 0.4$$

$$h_{c,eff1} = 2.5 * (h - d) = 8.75 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff2} = (h - x) / 3 = 5.39 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff3} = h / 2 = 10.00 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff1}, h_{c,eff2}, h_{c,eff3}) * b = 539.44 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.007$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.24$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 35.25 \text{ cm}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.189	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

# **VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

## **Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	2.28	kNm				
$A_{S,comp} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ10	+	Φ =	3.93	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm		$h =$	20	cm
$d' =$	3.5	cm		$d =$	16.5	cm
$n =$	15					

$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} =$	7.85	cm <sup>2</sup>				
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$				3.82	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,comp} * (x - d')^2 =$				11,335	cm <sup>4</sup>	

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 38.27 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00067 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00011$$

$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff1} &= 2.5 * (h - d) = 8.75 \text{ cm} \\ h_{c,eff2} &= (h - x) / 3 = 5.39 \text{ cm} \\ h_{c,eff3} &= h / 2 = 10.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,effi}) * b = 539.44 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.007 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 35.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.039	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

## **Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	0.77	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	38.27	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----

Per i ripartitori orizzontali delle pareti e per i ferri longitudinali di platea e soletta, si prevedono armature  $\phi 8/20$ .

#### 6.15.1.4 Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità

Al fine di validare la modellazione, si sono confrontate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software nella combinazione "PESO PROPRIO" (ovvero quella in cui viene considerato unicamente il peso proprio DEAD, senza carichi esterni) con il volume della sezione trasversale, individuato in Autocad.

L'output fornito dal software è il seguente:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
__PESO PROPRIO	0.00	0.00	25.71

Il volume della sezione trasversale è pari a:

	n	B	sp	V	
Platea	1.00	1.88	0.15	0.28	
Soletta	1.00	1.88	0.20	0.38	
Pareti	2.00	0.98	0.20	0.39	
			TOT	1.05	m3/m

Considerando un peso specifico  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$ , risulta  $P = \gamma_{c.a.} * V = 26.25 \text{ kN}$ .

L'errore nella modellazione è quindi pari a 2.05%, per cui il modello risulta validato.

Al fine di verificare i carichi applicati, si sono analizzate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software per i carichi accidentali verticali.

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
Traffico DISTR	0.00	0.00	4.20
Traffico CONC	0.00	0.00	100.00

#### Traffico DISTRIBUITO

Considerando un carico  $q = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  e la larghezza complessiva della sezione, pari a 1.88 m, il carico totale agente è pari a  $Q = qxB = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.88 \text{ m} = 4.70 \text{ kN/m}$ , con un errore del 10.64%, dovuto al fatto che pareti e soletta sono state modellate in corrispondenza dei loro assi. Considerando infatti la distanza tra gli assi delle due pareti pari a  $B_{eff} = 1.88 - 0.20 = 1.68 \text{ m}$  risulta  $Q_{eff} = qxB_{eff} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1.68 \text{ m} = 4.20 \text{ kN/m}$ ; l'errore è quindi nullo e il modello risulta validato.

#### Traffico CONCENTRATO

Poiché, come detto, si è considerata la presenza di una sola ruota sulla mezzera della soletta, l'errore nella modellazione è nullo.



## 6.16 Sifone – Intervento I3

### 6.16.1 Studio delle strutture

#### 6.16.1.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Data la conformazione geometrica del sifone, la presenza di acqua al suo interno è una condizione di carico favorevole per le strutture, avendo delle spinte risultanti contrarie a quelle del terreno. Per questo motivo le analisi sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio sono state svolte considerando sempre l'assenza di acqua all'interno delle vasche.

Nelle prove penetrometriche riportate nella *Relazione geologica*, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, ovvero a più di 2 m dal piano campagna; poiché il sifone I3 ha una profondità, rispetto al piano campagna, superiore a 5 m, si è ritenuto opportuno considerare la presenza di falda. In particolare la falda è stata assunto alla quota di fondo del Torrente Rotaldo, ovvero a quota 101.25 m s.l.m.

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Spinte del terreno

A scopo cautelativo si sono considerati i medesimi parametri riportati per i muri del Canale Lanza di altezza 200 cm (cfr. par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), ovvero quelli che comportano le maggiori spinte tra tutti quelli individuati nella *Relazione geologica*.

Data la geometria del manufatto, si è ritenuto opportuno considerare il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin\phi$ ; i parametri del terreno sono riassunti nella tabella seguente.

UL1	
$\gamma_{nat,1}$	17.0 kN/m <sup>3</sup>
$c'_1$	0.00 kPa
$\phi_1$	26.10 °
$k_0$	0.560

Le pressioni sono ottenute applicando la formula proposta di seguito:

$$p = \begin{cases} \gamma_{nat} \cdot z \cdot k_0 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_0} & \text{(sopra falda)} \\ \gamma_{nat} \cdot z_w \cdot k_0 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_0} + \gamma' \cdot z^* \cdot k_0 & \text{(sotto falda)} \end{cases}$$

dove:

- $z$  è la profondità rispetto al piano campagna;
  - $z_w$  è la profondità di falda rispetto alla quota del piano campagna;
  - $z^*$  è la profondità rispetto alla quota di falda;
  - $\gamma'$  è il peso specifico del terreno sommerso, posto cautelativamente pari a  $11 \text{ kN/m}^3$
- Pressioni falda su pareti e piede (sottopressioni) [carico permanente]  
Come anticipato, la falda è stata assunta a quota 101.25 m s.l.m.
  - Sisma  
Calcolato come specificato al paragrafo 6.4  
Nel calcolo dell'azione sismica sono state considerate, in aggiunta alle masse degli elementi strutturali, anche le masse dei terreni e della falda agenti sul manufatto. Nello specifico la massa di terreno o di falda agente sismicamente sulla struttura è stata considerata come una percentuale del relativo carico agente.
  - Azioni variabili da traffico sul terrapieno [carichi verticali  $q_1$ ]  
Si è assunto che sul terreno ai lati del manufatto agiscano i medesimi carichi da traffico considerati per la verifica dei sovrappassi; in particolare si è considerato il medesimo carico distribuito  $q_{2k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$ , a cui è stato sommato un carico distribuito equivalente calcolato con riferimento a quanto previsto dal paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circolare Esplicativa delle NTC2018. Si è infatti considerato che i carichi concentrati agiscano su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m, per cui risulta  $q_{2k,eq} = 2 * \frac{Q_{2k}}{3 * 2.20} = 60.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .  
La pressione totale agente sul terrapieno è quindi pari a  $q_{2k,tot} = q_{2k} + q_{2k,eq} = 63.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .  
Il sovraccarico orizzontale agente sulle pareti della spalla è quindi pari a:  
$$q_{spalla,k0} = q_{2k,tot} * k_0 = 63.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.56 = 35.35 \text{ kN/m}^2$$

Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa; poiché si sono considerati i carichi da traffico definiti nel Cap. 5 delle NTC, si sono utilizzati i coefficienti amplificativi riportati nella tabella 5.I.V.

	Peso proprio	Spinte terreno	Falda	Traffico su terrapieno	Sisma			
					X+	X-	Y+	Y-
SLU FONDAMENTALE	1.35	1.35	1.35	1.35	-			
SLE RARA	1	1	1	1	-			
SLE FREQUENTE	1	1	1	0.75	-			
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	1	0	-			
SISMICA X+Y+	1	1	1	0	1	-	0.3	-
SISMICA X+Y-	1	1	1	0	1	-	-	0.3
SISMICA X-Y+	1	1	1	0	-	1	0.3	-
SISMICA X-Y-	1	1	1	0	-	1	-	0.3
SISMICA Y+X+	1	1	1	0	0.3	-	1	-

SISMICA Y+X-	1	1	1	0	-	0.3	1	-
SISMICA Y-X+	1	1	1	0	0.3	-	-	1
SISMICA Y-X-	1	1	1	0	-	0.3	-	1

NB: gli effetti dell'evento sismico sono ottenuti considerando l'involuppo degli effetti di tutte le combinazioni sismiche [NTC 2018 – Par. 7.3.5.].

#### 6.16.1.2 Modellazione e risultati dell'analisi

Si riporta nel seguito uno sketch del modello generato ai fini dell'analisi.



Come visibile nell'immagine, al fine di dimensionare correttamente le pareti, non si è considerato il tratto di manufatto in corrispondenza del getto di riempimento, ovvero si è considerata una platea di spessore costante e pari a 40 cm che segue il profilo del suo estradosso.

Nella modellazione inoltre non sono state inserite le ali del manufatto di valle, per le quali si sono assunte, a scopo cautelativo, le medesime armature previste per le pareti principali.

La reazione resistente del terreno alla mobilitazione del manufatto è stata simulata applicando delle molle. Nella fattispecie per le fondazioni si è considerato un modulo di Winkler  $K = 25000 \text{ kN/m}^3$ , coerente con quanto reperibile in letteratura per sabbie poco addensate, mentre per le pareti si è considerato un modulo di reazione orizzontale pari alla metà di quello verticale. Si è inoltre svolta un'analisi di sensitività, verificando che il modello non risulta particolarmente sensibile alla variazione di  $K$ , dal momento che per  $K = 50000 \text{ kN/m}^3$  o per  $K = 15000 \text{ kN/m}^3$  le sollecitazioni cambiano solo in maniera trascurabile rispetto a quelle riportate di seguito.

Di seguito si riportano:

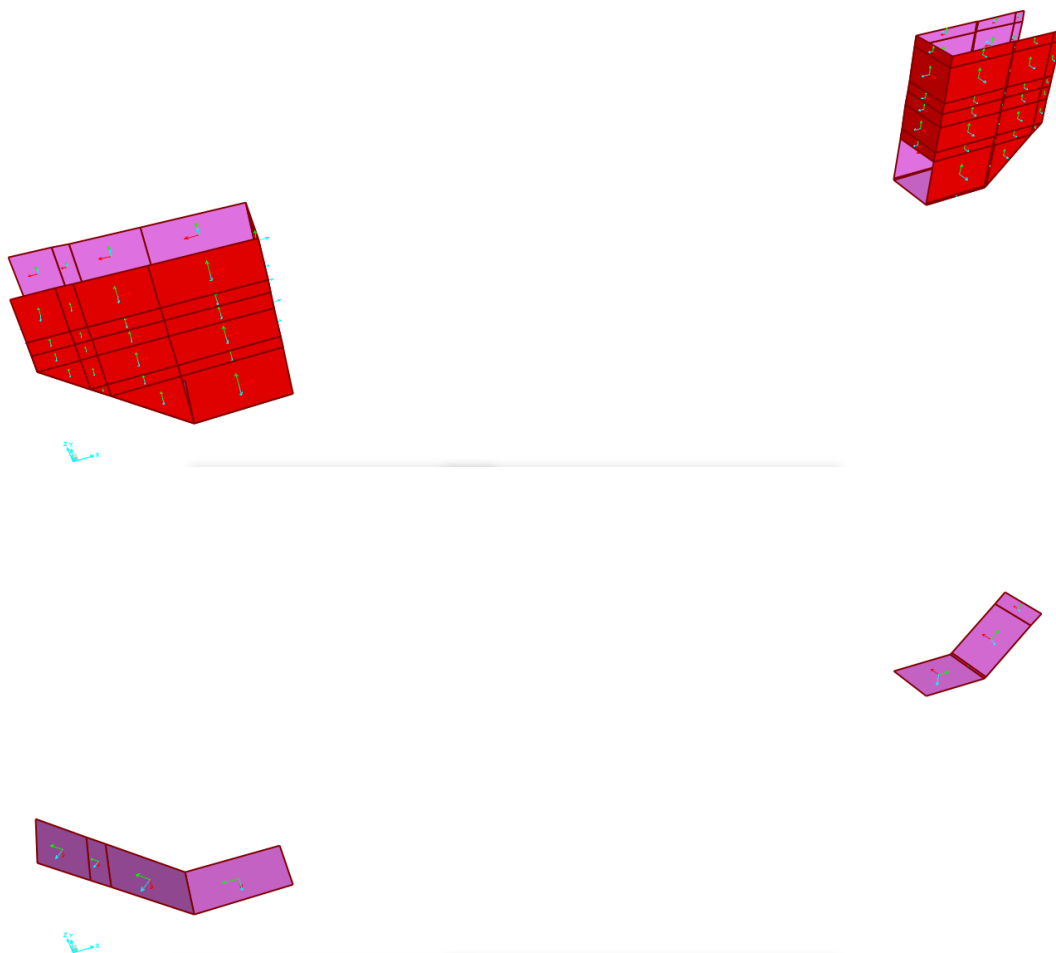
- i diagrammi ed i valori delle azioni flettenti e di taglio maggiormente critiche agenti negli elementi strutturali agli SLU;
- i diagrammi ed i valori delle azioni flettenti maggiormente critiche agenti negli elementi strutturali agli SLE (ove non diversamente indicato, in via conservativa, le azioni alle combinazioni SLE FREQUENTE e QUASI PERMANENTE sono assunte pari a quelle registrate per combinazione SLE RARA);
- qualora necessario, i valori delle azioni assiali

NB: i valori delle sollecitazioni riportati nei diagrammi sono espressi in kN/m (forze) e kN·m/m (momenti).

I valori delle sollecitazioni utilizzati per le verifiche sono dati dalla media delle sollecitazioni massime nodali consecutive riscontrate nel modello su una distanza  $L \approx 1\text{ m}$ ; i nodi a cui tali sollecitazioni fanno riferimento sono riportati nelle tabelle che affiancano ogni diagramma.

#### 6.16.1.2.1 Convenzioni di segno

Le convenzioni di segno utilizzate nella modellazione sono visibili nell'immagine seguente, dove l'asse 1 è colorato in rosso, l'asse 2 in verde e l'asse 3 in azzurro.



**Per superfici verticali.** gli assi 1 e 2 giacciono nel piano dell'elemento considerato, e in particolare l'asse 1 è orizzontale e l'asse 2 è verticale, mentre l'asse 3 è invece perpendicolare alla superficie. Di conseguenza, il momento M11 (che ruota attorno all'asse 2) e il taglio V13 sono utilizzati per il dimensionamento delle armature orizzontali, mentre il momento M22 (che ruota attorno all'asse 1) e il taglio V23 sono utilizzati per il dimensionamento delle armature verticali.

Per tutti gli elementi verticali di questo manufatto, l'asse 3 è rivolto verso l'esterno della derivazione.

Nei paragrafi successivi:

- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura verticale alla base dei muri saranno sinteticamente identificati come "M22 – Chiamate" e "V23 – Chiamate";
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura verticale ordinaria saranno sinteticamente identificati come "M22 – Ferri verticali" e "V23 – Ferri verticali".
- Nei casi in cui la combinazione che massimizza le azioni sia sulle "Chiamate" che sui "Ferri Verticali", sia la medesima, le sollecitazioni di cui sopra vengono, più brevemente, indicate come M22 e V23;
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura orizzontale saranno sinteticamente identificati come "M11" e "V13".

**Per superfici orizzontali.** gli assi 1 e 2 giacciono nel piano dell'elemento considerato, mentre l'asse 3 è perpendicolare alla superficie, ovvero si trova in direzione verticale.

Per tutti gli elementi orizzontali di questo manufatto, l'asse 1 è parallelo alla dimensione minore dei manufatti, l'asse 2 è parallelo all'asse del sifone, e l'asse 3 è rivolto verso il basso.

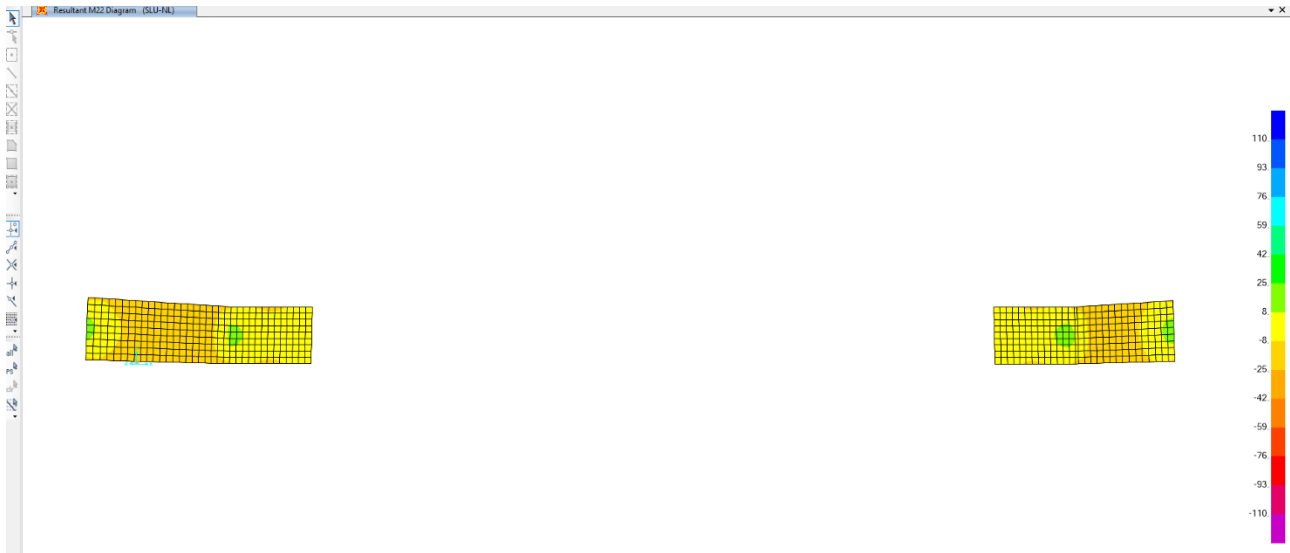
Di conseguenza, il momento M11 (che ruota attorno all'asse 2) e il taglio V13 sono utilizzati per il dimensionamento delle armature trasversali (parallele alla dimensione minore del manufatto), mentre il momento M22 (che ruota attorno all'asse 1) e il taglio V23 sono utilizzati per il dimensionamento delle armature longitudinali (parallele all'asse del sifone).

Nei paragrafi successivi:

- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura trasversale della platea saranno sinteticamente identificati come "M11" e "V13"
- il momento e il taglio utilizzati per le verifiche dell'armatura longitudinale della platea saranno sinteticamente identificati come "M22" e "V23"

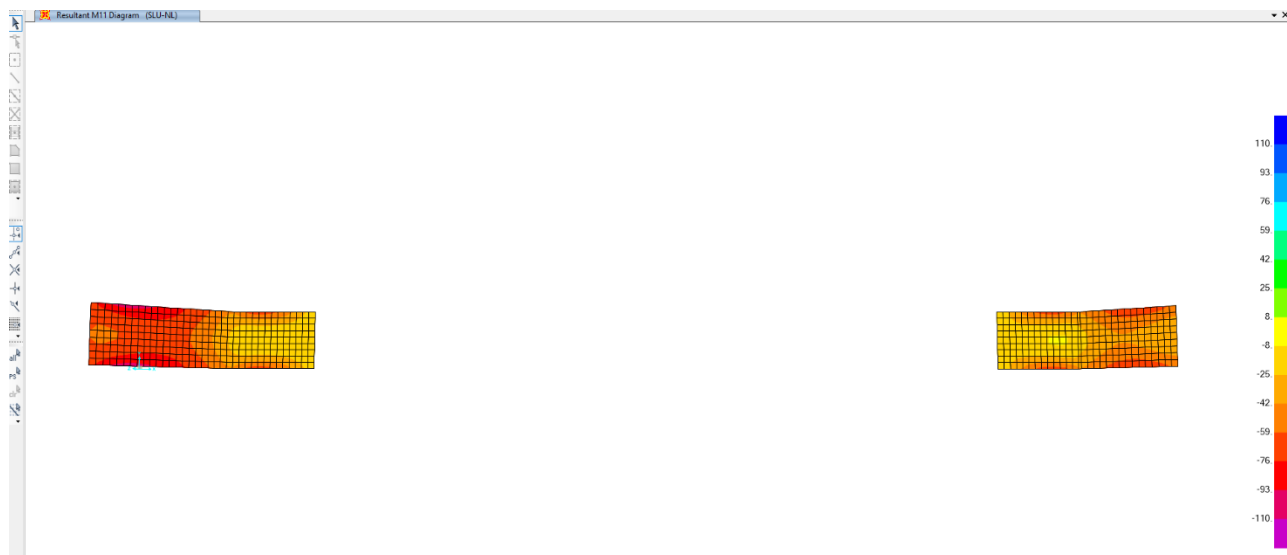
6.16.1.2.2 Platea sp. 40 cm

SLU - M22



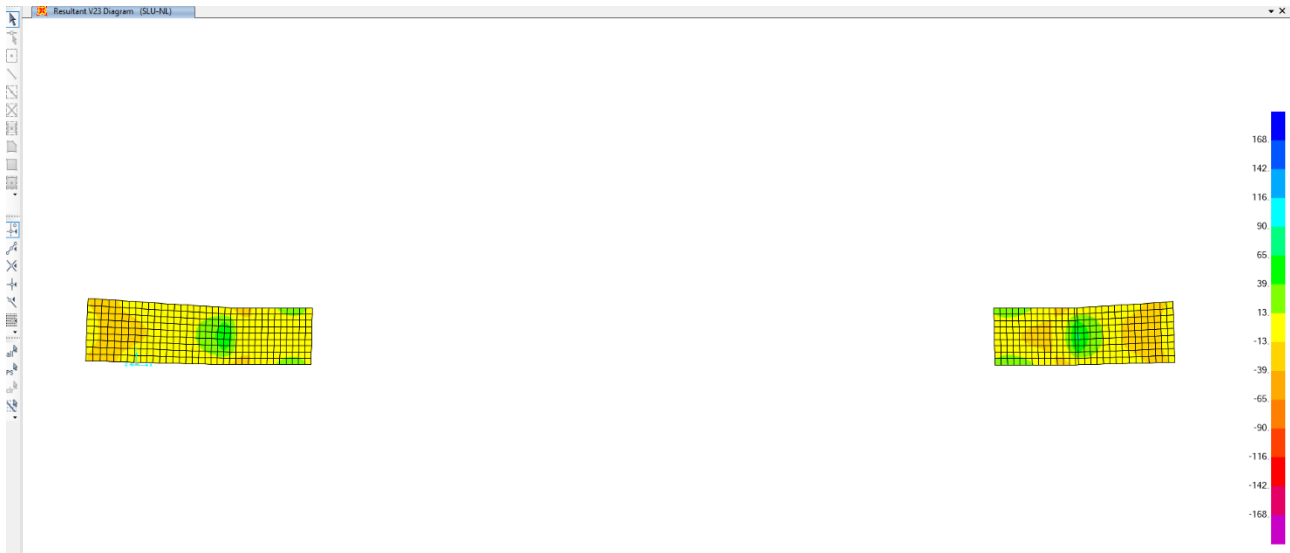
LONGITUDINALI		
MEDIA		-21.07
Joint	OutputCase	M22
Text	Text	KN-m/m
~2838	SLU-NL	-20.85
~2838	SLU-NL	-20.79
~2838	SLU-NL	-20.74
~2838	SLU-NL	-20.47
~2850	SLU-NL	-21.53
~2850	SLU-NL	-20.10
~2850	SLU-NL	-20.89
~2850	SLU-NL	-21.83
~2862	SLU-NL	-21.88
~2862	SLU-NL	-21.37
~2862	SLU-NL	-21.62
~2862	SLU-NL	-21.08
~2874	SLU-NL	-21.88
~2874	SLU-NL	-21.53
~2874	SLU-NL	-21.67
~2874	SLU-NL	-21.59
~2886	SLU-NL	-21.53
~2886	SLU-NL	-20.39
~2886	SLU-NL	-21.02
~2886	SLU-NL	-20.77
~2898	SLU-NL	-20.85
~2898	SLU-NL	-20.18
~2898	SLU-NL	-20.72
~2898	SLU-NL	-20.39

SLU - M11



TRASVERSALI		
MEDIA		-84.80
Joint	OutputCase	M11
Text	Text	KN-m/m
~2989	SLU-NL	-84.49
~2989	SLU-NL	-83.34
~2989	SLU-NL	-86.86
~2989	SLU-NL	-81.55
~2988	SLU-NL	-85.90
~2988	SLU-NL	-83.37
~2988	SLU-NL	-83.47
~2988	SLU-NL	-83.57
~2939	SLU-NL	-86.27
~2939	SLU-NL	-86.38
~2939	SLU-NL	-85.23
~2939	SLU-NL	-86.75
~2938	SLU-NL	-86.16
~2938	SLU-NL	-85.07
~2938	SLU-NL	-87.60
~2938	SLU-NL	-83.58
~2937	SLU-NL	-85.36
~2937	SLU-NL	-84.16
~2937	SLU-NL	-86.33
~2937	SLU-NL	-85.94
~2913	SLU-NL	-83.89
~2913	SLU-NL	-85.55
~2913	SLU-NL	-82.22
~2913	SLU-NL	-82.25

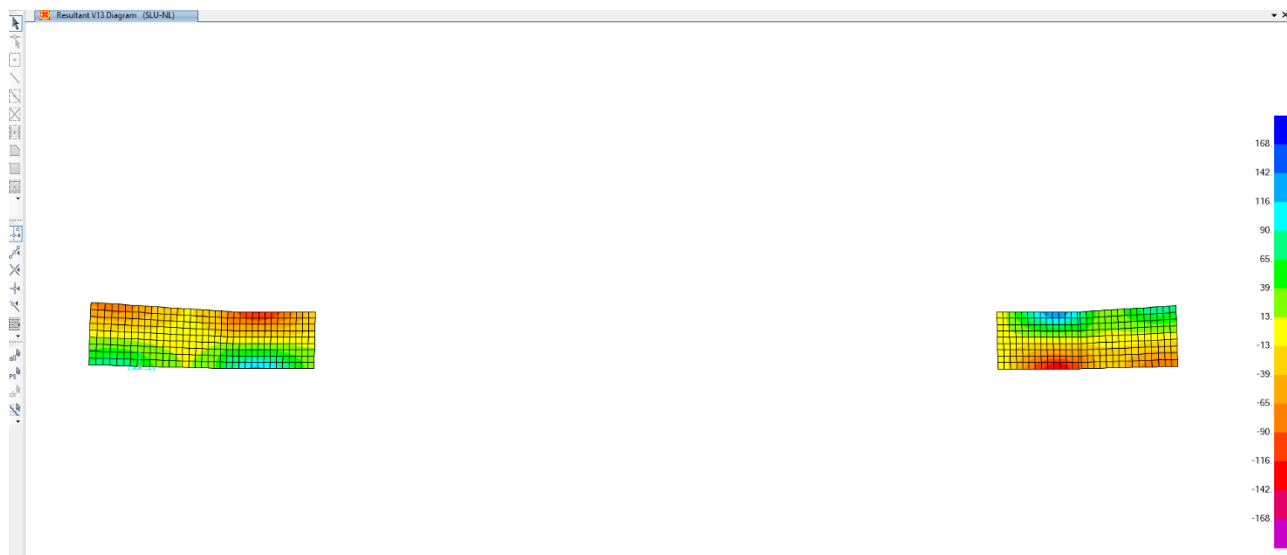
SLU - V23



LONGITUDINALI		
MEDIA		56.52
Joint	OutputCase	V23
Text	Text	KN/m
~3849	SLU-NL	39.62
~3849	SLU-NL	40.67
~3849	SLU-NL	39.10
~3849	SLU-NL	40.17
~3837	SLU-NL	60.02
~3837	SLU-NL	59.74
~3837	SLU-NL	60.11
~3837	SLU-NL	59.79
~3825	SLU-NL	68.87
~3825	SLU-NL	69.29
~3825	SLU-NL	70.83
~3825	SLU-NL	69.11
~3813	SLU-NL	68.72
~3813	SLU-NL	68.13
~3813	SLU-NL	68.45
~3813	SLU-NL	70.02
~3801	SLU-NL	59.86
~3801	SLU-NL	61.03
~3801	SLU-NL	60.79
~3801	SLU-NL	61.77
~3789	SLU-NL	39.62
~3789	SLU-NL	39.90
~3789	SLU-NL	40.82
~3789	SLU-NL	39.95

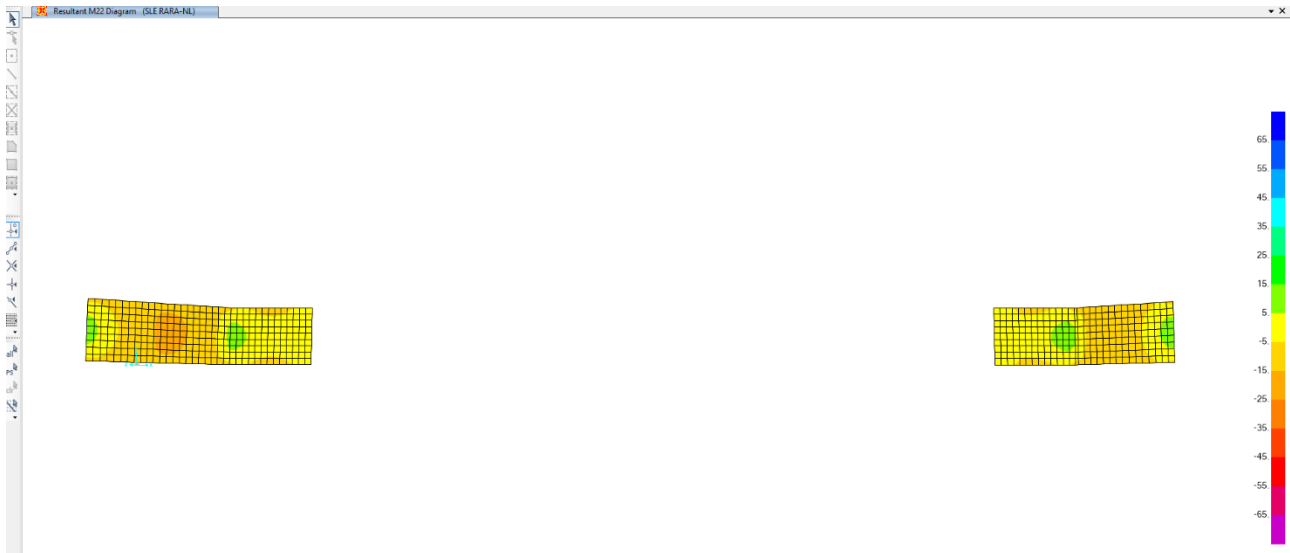


## SLU - V13



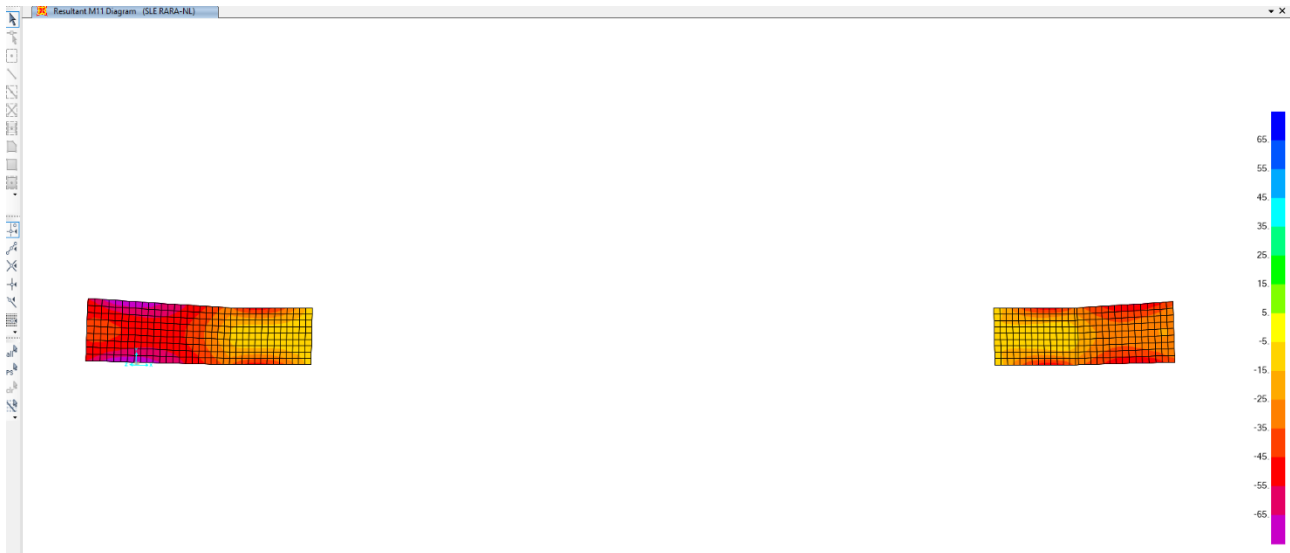
TRASVERSALI		
MEDIA		-107.26
Joint	OutputCase	V13
Text	Text	KN/m
~14	SLU-NL	-98.48
~14	SLU-NL	-100.29
~14	SLU-NL	-98.43
~14	SLU-NL	-95.16
~16	SLU-NL	-109.38
~16	SLU-NL	-109.06
~16	SLU-NL	-111.11
~16	SLU-NL	-108.48
~18	SLU-NL	-116.19
~18	SLU-NL	-117.24
~18	SLU-NL	-114.36
~18	SLU-NL	-118.45
~20	SLU-NL	-117.00
~20	SLU-NL	-116.03
~20	SLU-NL	-116.84
~20	SLU-NL	-118.78
~22	SLU-NL	-109.74
~22	SLU-NL	-112.20
~22	SLU-NL	-106.66
~22	SLU-NL	-111.03
~24	SLU-NL	-93.67
~24	SLU-NL	-94.70
~24	SLU-NL	-90.14
~24	SLU-NL	-90.81

SLE RARA - M22



LONGITUDINALI		
MEDIA		-15.41
Joint	OutputCase	M22
Text	Text	KN-m/m
~2838	SLE RARA-NL	-15.44
~2838	SLE RARA-NL	-14.83
~2838	SLE RARA-NL	-14.66
~2838	SLE RARA-NL	-14.72
~2850	SLE RARA-NL	-15.95
~2850	SLE RARA-NL	-15.73
~2850	SLE RARA-NL	-15.53
~2850	SLE RARA-NL	-15.67
~2862	SLE RARA-NL	-16.21
~2862	SLE RARA-NL	-15.68
~2862	SLE RARA-NL	-15.33
~2862	SLE RARA-NL	-15.25
~2874	SLE RARA-NL	-16.21
~2874	SLE RARA-NL	-15.40
~2874	SLE RARA-NL	-15.74
~2874	SLE RARA-NL	-15.23
~2886	SLE RARA-NL	-15.95
~2886	SLE RARA-NL	-15.77
~2886	SLE RARA-NL	-15.97
~2886	SLE RARA-NL	-15.67
~2898	SLE RARA-NL	-15.44
~2898	SLE RARA-NL	-14.74
~2898	SLE RARA-NL	-14.39
~2898	SLE RARA-NL	-14.29

SLE RARA - M11



TRASVERSALI		
MEDIA		-62.64
Joint	OutputCase	M11
Text	Text	KN-m/m
~2989	SLE RARA-NL	-62.58
~2989	SLE RARA-NL	-62.87
~2989	SLE RARA-NL	-63.88
~2989	SLE RARA-NL	-60.84
~2988	SLE RARA-NL	-63.63
~2988	SLE RARA-NL	-63.05
~2988	SLE RARA-NL	-64.87
~2988	SLE RARA-NL	-61.29
~2939	SLE RARA-NL	-63.90
~2939	SLE RARA-NL	-62.61
~2939	SLE RARA-NL	-64.55
~2939	SLE RARA-NL	-61.27
~2938	SLE RARA-NL	-63.82
~2938	SLE RARA-NL	-62.12
~2938	SLE RARA-NL	-61.77
~2938	SLE RARA-NL	-62.97
~2937	SLE RARA-NL	-63.23
~2937	SLE RARA-NL	-61.42
~2937	SLE RARA-NL	-61.90
~2937	SLE RARA-NL	-64.01
~2913	SLE RARA-NL	-62.14
~2913	SLE RARA-NL	-60.87
~2913	SLE RARA-NL	-61.79
~2913	SLE RARA-NL	-61.99

### 6.16.1.2.3 Pareti sp. 40 cm

#### SLU - M22



	MEDIA	-131.32
Joint	OutputCase	M22
Text	Text	KN-m/m
57	SLU-NL	-232.32
57	SLU-NL	-228.63
57	SLU-NL	-237.31
57	SLU-NL	-226.03
~3444	SLU-NL	-177.46
~3444	SLU-NL	-181.76
~3444	SLU-NL	-174.83
~3444	SLU-NL	-179.62
~3445	SLU-NL	-130.01
~3445	SLU-NL	-128.87
~3445	SLU-NL	-130.24
~3445	SLU-NL	-132.02
282	SLU-NL	-102.99
282	SLU-NL	-101.59
282	SLU-NL	-104.91
282	SLU-NL	-101.70
~3470	SLU-NL	-81.29
~3470	SLU-NL	-78.55
~3470	SLU-NL	-82.46
~3470	SLU-NL	-80.90
~3471	SLU-NL	-64.76
~3471	SLU-NL	-64.47
~3471	SLU-NL	-63.63
~3471	SLU-NL	-65.31

## SLU - M11



	MEDIA	-108.56
Joint	OutputCase	M11
Text	Text	KN-m/m
~4311	SLU-NL	-117.31
~4311	SLU-NL	-115.97
~4311	SLU-NL	-115.52
~4311	SLU-NL	-113.22
~4310	SLU-NL	-114.52
~4310	SLU-NL	-115.15
~4310	SLU-NL	-115.30
~4310	SLU-NL	-112.29
~4295	SLU-NL	-110.76
~4295	SLU-NL	-108.23
~4295	SLU-NL	-109.61
~4295	SLU-NL	-111.68
~4294	SLU-NL	-107.55
~4294	SLU-NL	-104.86
~4294	SLU-NL	-104.33
~4294	SLU-NL	-107.60
~4293	SLU-NL	-104.48
~4293	SLU-NL	-105.78
~4293	SLU-NL	-105.40
~4293	SLU-NL	-103.56
~4292	SLU-NL	-101.35
~4292	SLU-NL	-101.37
~4292	SLU-NL	-99.10
~4292	SLU-NL	-100.61

## SLU - V23

Il valore del taglio è ovunque inferiore alla resistenza della sezione di calcestruzzo, pari a  $V_{Rd} = 168 \text{ kN}$  (vedi paragrafo 6.16.1.3.2), ad eccezione delle porzioni delle pareti laterali a ridosso dei canali; in queste porzioni sarà quindi predisposta idonea armatura a taglio.



	MEDIA	-259.55
Joint	OutputCase	V23
Text	Text	KN/m
~3481	SLU-NL	-532.85
~3481	SLU-NL	-540.74
~3481	SLU-NL	-522.70
~3481	SLU-NL	-531.35
~3482	SLU-NL	-417.63
~3482	SLU-NL	-417.07
~3482	SLU-NL	-410.53
~3483	SLU-NL	-426.90
~3484	SLU-NL	-248.12
~3484	SLU-NL	-242.03
~3484	SLU-NL	-249.18
~3484	SLU-NL	-253.25
~3487	SLU-NL	-163.08
~3487	SLU-NL	-164.88
~3487	SLU-NL	-166.24
~3487	SLU-NL	-164.26
~3488	SLU-NL	-113.00
~3488	SLU-NL	-112.47
~3488	SLU-NL	-114.86
~3488	SLU-NL	-114.82
~3489	SLU-NL	-81.54
~3489	SLU-NL	-82.08
~3489	SLU-NL	-79.77
~3489	SLU-NL	-79.74

## SLU - V13

Il valore del taglio è ovunque inferiore alla resistenza della sezione di calcestruzzo, pari a  $V_{Rd} = 163 \text{ kN}$  (vedi paragrafo 6.16.1.3.2), ad eccezione delle porzioni delle pareti laterali a ridosso dei canali; in queste porzioni sarà quindi predisposta idonea armatura a taglio.



	MEDIA	357.73
Joint	OutputCase	V13
Text	Text	KN/m
~3482	SLU-NL	269.96
~3482	SLU-NL	278.07
~3482	SLU-NL	263.38
~3482	SLU-NL	272.50
~3444	SLU-NL	583.57
~3444	SLU-NL	573.94
~3444	SLU-NL	585.92
~3444	SLU-NL	570.54
~3441	SLU-NL	586.47
~3441	SLU-NL	576.65
~3441	SLU-NL	585.32
~3441	SLU-NL	576.04
~3438	SLU-NL	366.63
~3438	SLU-NL	360.68
~3438	SLU-NL	363.46
~3438	SLU-NL	372.48
~3377	SLU-NL	216.02
~3377	SLU-NL	222.32
~3377	SLU-NL	219.24
~3377	SLU-NL	213.53
~3374	SLU-NL	131.81
~3374	SLU-NL	132.07
~3374	SLU-NL	130.67
~3374	SLU-NL	134.36

SLE RARA - M22



	MEDIA	-96.74
Joint	OutputCase	M22
Text	Text	KN-m/m
57	SLE RARA-NL	-172.09
57	SLE RARA-NL	-172.04
57	SLE RARA-NL	-174.77
57	SLE RARA-NL	-171.89
~3444	SLE RARA-NL	-131.03
~3444	SLE RARA-NL	-132.15
~3444	SLE RARA-NL	-129.11
~3444	SLE RARA-NL	-127.11
~3445	SLE RARA-NL	-96.16
~3445	SLE RARA-NL	-94.53
~3445	SLE RARA-NL	-93.38
~3445	SLE RARA-NL	-95.00
282	SLE RARA-NL	-76.29
282	SLE RARA-NL	-75.96
282	SLE RARA-NL	-77.03
282	SLE RARA-NL	-76.38
~3470	SLE RARA-NL	-60.28
~3470	SLE RARA-NL	-59.95
~3470	SLE RARA-NL	-60.36
~3470	SLE RARA-NL	-59.27
~3471	SLE RARA-NL	-47.97
~3471	SLE RARA-NL	-46.13
~3471	SLE RARA-NL	-46.58
~3471	SLE RARA-NL	-46.19

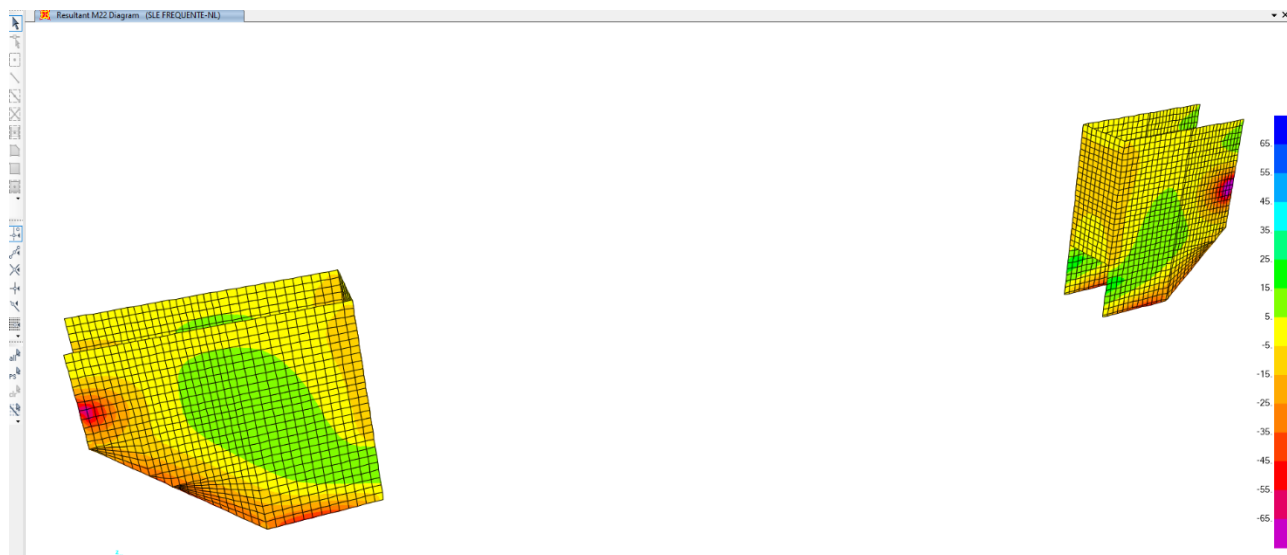


## SLE RARA - M11



	MEDIA	-80.75
Joint	OutputCase	M11
Text	Text	KN-m/m
~4311	SLE RARA-NL	-86.90
~4311	SLE RARA-NL	-88.61
~4311	SLE RARA-NL	-88.03
~4311	SLE RARA-NL	-86.69
~4310	SLE RARA-NL	-84.83
~4310	SLE RARA-NL	-84.42
~4310	SLE RARA-NL	-85.14
~4310	SLE RARA-NL	-83.58
~4295	SLE RARA-NL	-82.05
~4295	SLE RARA-NL	-79.81
~4295	SLE RARA-NL	-80.97
~4295	SLE RARA-NL	-81.03
~4294	SLE RARA-NL	-79.68
~4294	SLE RARA-NL	-78.14
~4294	SLE RARA-NL	-80.86
~4294	SLE RARA-NL	-77.78
~4293	SLE RARA-NL	-77.39
~4293	SLE RARA-NL	-76.95
~4293	SLE RARA-NL	-75.43
~4293	SLE RARA-NL	-76.93
~4292	SLE RARA-NL	-75.05
~4292	SLE RARA-NL	-76.29
~4292	SLE RARA-NL	-76.14
~4292	SLE RARA-NL	-75.37

## SLE FREQUENTE - M22



	MEDIA	-77.32
Joint	OutputCase	M22
Text	Text	KN-m/m
57	SLE FREQUENTE-NL	-137.39
57	SLE FREQUENTE-NL	-139.84
57	SLE FREQUENTE-NL	-138.74
57	SLE FREQUENTE-NL	-137.34
~3444	SLE FREQUENTE-NL	-104.74
~3444	SLE FREQUENTE-NL	-102.44
~3444	SLE FREQUENTE-NL	-106.75
~3444	SLE FREQUENTE-NL	-106.21
~3445	SLE FREQUENTE-NL	-76.22
~3445	SLE FREQUENTE-NL	-77.20
~3445	SLE FREQUENTE-NL	-77.48
~3445	SLE FREQUENTE-NL	-76.55
282	SLE FREQUENTE-NL	-60.35
282	SLE FREQUENTE-NL	-58.63
282	SLE FREQUENTE-NL	-58.49
282	SLE FREQUENTE-NL	-61.32
~3470	SLE FREQUENTE-NL	-47.45
~3470	SLE FREQUENTE-NL	-46.74
~3470	SLE FREQUENTE-NL	-46.24
~3470	SLE FREQUENTE-NL	-47.56
~3471	SLE FREQUENTE-NL	-37.35
~3471	SLE FREQUENTE-NL	-36.30
~3471	SLE FREQUENTE-NL	-37.22
~3471	SLE FREQUENTE-NL	-37.20

## SLE FREQUENTE - M11



	MEDIA	-64.75
Joint	OutputCase	M11
Text	Text	KN-m/m
~4311	SLE FREQUENTE-NL	-69.44
~4311	SLE FREQUENTE-NL	-68.28
~4311	SLE FREQUENTE-NL	-68.77
~4311	SLE FREQUENTE-NL	-70.58
~4310	SLE FREQUENTE-NL	-67.89
~4310	SLE FREQUENTE-NL	-68.60
~4310	SLE FREQUENTE-NL	-66.48
~4310	SLE FREQUENTE-NL	-68.22
~4295	SLE FREQUENTE-NL	-65.80
~4295	SLE FREQUENTE-NL	-65.41
~4295	SLE FREQUENTE-NL	-64.61
~4295	SLE FREQUENTE-NL	-64.69
~4294	SLE FREQUENTE-NL	-64.05
~4294	SLE FREQUENTE-NL	-63.70
~4294	SLE FREQUENTE-NL	-64.75
~4294	SLE FREQUENTE-NL	-63.69
~4293	SLE FREQUENTE-NL	-62.36
~4293	SLE FREQUENTE-NL	-61.34
~4293	SLE FREQUENTE-NL	-61.01
~4293	SLE FREQUENTE-NL	-63.54
~4292	SLE FREQUENTE-NL	-60.63
~4292	SLE FREQUENTE-NL	-58.55
~4292	SLE FREQUENTE-NL	-61.73
~4292	SLE FREQUENTE-NL	-59.86

## SLE QUASI PERMANENTE - M22



	MEDIA	-16.79
Joint	OutputCase	M22
Text	Text	KN-m/m
57	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-33.27
57	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-33.24
57	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-32.67
57	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-33.94
~3444	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-24.58
~3444	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-24.47
~3444	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-24.96
~3444	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-24.55
~3445	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.95
~3445	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.60
~3445	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.58
~3445	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.98
282	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-12.53
282	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-11.64
282	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-11.88
282	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-11.08
~3470	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-8.93
~3470	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-8.32
~3470	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-8.53
~3470	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-8.53
~3471	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-6.13
~3471	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-5.06
~3471	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-5.57
~3471	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-5.98

## SLE QUASI PERMANENTE - M11



	MEDIA	-16.64
Joint	OutputCase	M11
Text	Text	KN-m/m
~4311	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-17.06
~4311	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.01
~4311	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.38
~4311	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.62
~4310	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-17.05
~4310	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.12
~4310	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.87
~4310	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.90
~4295	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-17.02
~4295	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.26
~4295	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.70
~4295	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.01
~4294	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-17.12
~4294	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.01
~4294	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.87
~4294	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.74
~4293	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-17.25
~4293	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.77
~4293	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.98
~4293	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.03
~4292	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-17.38
~4292	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.16
~4292	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.46
~4292	SLE QUASI PERMANENTE-NL	-16.58

### 6.16.1.3 Verifiche effettuate

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali agli SLU ed agli SLE effettuate come da normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.].

Se non diversamente indicato, le verifiche sono svolte su una sezione di lunghezza unitaria ( $b=100$  cm) e spessore pari a quello dell'elemento oggetto di verifica; le dimensioni della sezione analizzata sono riportate, per ciascuna verifica, alla voce "*Caratteristiche geometriche della sezione di cls*".

Il passo delle armature previste è generalmente 20 cm, per cui in una sezione di lunghezza unitaria sono presenti 5 barre tese e 5 barre compresse; nella tabella seguente si riportano le aree corrispondenti a 5 barre di un determinato diametro.

Diametro $\phi$ [mm]	passo [cm]	lunghezza sezione considerata [cm]	n° barre/sezione [-]	Area [cm <sup>2</sup> ]
10	20	100	5	<b>3.93</b>
12	20	100	5	<b>5.65</b>
14	20	100	5	<b>7.70</b>
16	20	100	5	<b>10.05</b>
18	20	100	5	<b>12.72</b>
20	20	100	5	<b>15.71</b>
22	20	100	5	<b>19.01</b>
24	20	100	5	<b>22.62</b>
26	20	100	5	<b>26.55</b>
28	20	100	5	<b>30.79</b>

In alcune situazioni l'armatura è costituita da barre accoppiate, ovvero è presente la dicitura:

$$A_{S,compr} = \text{passo 20} \quad \phi_1 \quad + 5 \quad \phi_2$$

$$A_{S,tesa} = \text{passo 20} \quad \phi_1 \quad + 5 \quad \phi_2$$

Ciò significa che in una sezione unitaria l'armatura compressa e quella tesa sono entrambe costituite da 5 barre di diametro  $\phi_1$  e 5 barre di diametro  $\phi_2$ ; l'area totale dell'armatura (sia tesa sia compressa) è quindi data dalla somma delle aree presenti in tabella per i diametri  $\phi_1$  e  $\phi_2$ .

6.16.1.3.1 Platea sp. 40 cm

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>84.80</b>	<b>0.00</b>	<b>107.26</b>
<b>RARA</b>	<b>62.64</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>62.64</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>62.64</b>		

**VERIFICA PLATEA sp. 40 cm - ARMATURA TRASVERSALE**

Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm
$d =$	36.2	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	107.26	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm		$d =$	36.2	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	158.80	kN
--	--------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.74 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0028 \leq 0.02$$

$A_{Sl}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 4'000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	168.04	kN
--	--------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.464$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	168.04	kN	>	$V_{Ed} =$	107.26	kN
---------------------------------------	--------	----	---	------------	--------	----



**Verifica a flessione**

	$M_{Ed} =$	84.80	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	36.2	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	8.1	cm			

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035			
$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'238 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$15'230 x^2 + 345'521 x - 28'078'299 = 0$$

$$x = 3.31 \text{ cm} < x_1 = 8.13 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -109.64 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	139.67	kNm	$>$	$M_{Ed} =$	84.80	kNm
------------	--------	-----	-----	------------	-------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

	$M_{Ed} =$	62.64	kNm				
	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	36.2	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 20.11 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 8.37 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 139'488 \text{ cm}^4$$

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	3.76	MPa	$<$	$0,60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	187.44	MPa	$<$	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	-----	------------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	62.64	kNm				
$A_{S,comp} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm		$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm		$d =$	36.2	cm
$n =$	15					

$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} =$	20.11	cm <sup>2</sup>				
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	8.37	cm				
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,comp} \cdot (x - d')^2 =$	139'488	cm <sup>4</sup>				

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 187.44 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00030 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00054$$

$$\begin{aligned} k_1 &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 \cdot (h - d) = 9.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 10.54 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) \cdot b = 950.00 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.011 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 38.62 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} =$	0.207	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm
--	-------	----	--------	---------------	-------	----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	62.64	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	36.2	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20.11	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	8.37	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	139'488	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 187.44 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00030 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00054$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 10.54 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 950.00 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.011 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 38.62 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.207	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	3.76	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	187.44	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	-----	------------------	--------	-----

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>21.07</b>	<b>0.00</b>	<b>56.52</b>
<b>RARA</b>	<b>15.41</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>15.41</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>15.41</b>		

#### VERIFICA PLATEA sp. 40 cm - ARMATURA LONGITUDINALE

##### Caratteristiche dei materiali

###### - Cls R<sub>ck</sub> ≥ 40 MPa

R <sub>ck</sub> =	40.00	MPa	
f <sub>ck</sub> = 0,83 * R <sub>ck</sub> =	33.20	MPa	
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub> =	18.81	MPa	
α <sub>cc</sub> =	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
γ <sub>C</sub> =	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	41.20	MPa	
f <sub>ctm</sub> = 0,30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> =	3.10	MPa	
f <sub>ctk</sub> = 0,7 * f <sub>ctm</sub> =	2.17	MPa	
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	1.45	MPa	
f <sub>bd</sub> = 2.25 * f <sub>ctk</sub> / γ <sub>C</sub> =	3.25	MPa	
E <sub>C</sub> = 22000 * (f <sub>cm</sub> / 10) <sup>0.3</sup> =	33'643	MPa	

###### - Acciaio B450C

f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa	
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>S</sub> =	391.30	MPa	
γ <sub>S</sub> =	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
E <sub>S</sub> =	210'000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per f<sub>ck</sub> ≤ 50 N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove x < h

β <sub>1</sub> =	0.80952
β <sub>2</sub> =	0.41597
ε <sub>c,2</sub> =	0.002
ε <sub>cu</sub> =	0.0035
ε <sub>uk</sub> =	0.075
ε <sub>yd</sub> = f <sub>yd</sub> / E <sub>S</sub> =	0.00186
ε <sub>ud</sub> = 0,9 * ε <sub>uk</sub> =	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

b =	100	cm
h =	40	cm
d' =	5.3	cm
d =	34.7	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	56.52	kN					
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>	

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm		$d =$	34.7	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	142.52	kN
--	--------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.76 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0022 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 4'000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	163.28	kN
--	--------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.471$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	163.28	kN	$>$	$V_{Ed} =$	56.52	kN
---------------------------------------	--------	----	-----	------------	-------	----

**Verifica a flessione**

	$M_{Ed} =$	21.07	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 11.3 \text{ cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035			
$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1726 \text{ kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$15'230 \quad x^2 \quad + \quad 264'539 \quad x \quad - 29'983'282 = 0$$

$$x = 3.65 \text{ cm} < x_1 = 11.33 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -331.46 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	109.58	kNm	>	$M_{Ed} =$	21.07	kNm
------------	--------	-----	---	------------	-------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

	$M_{Ed} =$	15.41	kNm				
	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 7.57 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 100'033 \text{ cm}^4$$

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.17	MPa	<	$0,60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
--------------------------------------	------	-----	---	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	62.68	MPa	<	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	---	------------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

Verifica a fessurazione

$M_{Ed} =$	15.41	kNm				
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S, compr} / A_{S, tesa} =$	1.00				
$A_{S, tot} = A_{S, tesa} + A_{S, compr} =$	15.39	cm <sup>2</sup>			
$x = (n \cdot A_{S, tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S, tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	7.57	cm			
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S, tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S, compr} \cdot (x - d')^2 =$	100'033	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 62.68 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{ss} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00057 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\begin{aligned} \kappa_1 &= 0.4 \\ h_{c, eff \ 1} &= 2.5 \cdot (h - d) = 13.25 \text{ cm} \\ h_{c, eff \ 2} &= (h - x) / 3 = 10.81 \text{ cm} \\ h_{c, eff \ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c, eff} &= \min(h_{c, eff \ i}) \cdot b = 1080.83 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c, eff} = 0.007 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 51.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} =$	0.092	mm	$\leq$	$w_{d, max} =$	0.400	mm
---	-------	----	--------	----------------	-------	----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	15.41	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00	
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	15.39	cm <sup>2</sup>
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	7.57	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	100'033	cm <sup>4</sup>

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 62.68 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00057 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 13.25 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 10.81 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 1080.83 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.007 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 51.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.092	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.17	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	62.68	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----



6.16.1.3.2 Pareti sp. 40 cm

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>131.32</b>	<b>0.00</b>	<b>259.55</b>
<b>RARA</b>	<b>96.74</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>77.32</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>16.79</b>		

**VERIFICA PARETI sp. 40 cm - ARMATURA VERTICALE**

Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm
$d =$	36.2	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	259.55	kN				
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm		$d =$	36.2	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	158.80	kN
--	--------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.74 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0028 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 4'000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	168.04	kN
--	--------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.464$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	168.04	kN	<	$V_{Ed} =$	259.55	kN
---------------------------------------	--------	----	---	------------	--------	----

Come anticipato, nelle porzioni delle pareti laterali a ridosso dei canali risulta necessario predisporre idonea armatura a taglio, come da verifica seguente:

## VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

### Verifica a taglio

Elemento con armature trasversali resistenti a taglio

	$\Phi 10$	
s=	passo 10	cm
n° bracci=	2	cm
$A_{S,W} =$	1.571	cm <sup>2</sup>
$\alpha$ = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave		
$\alpha =$	45	° = 0.79 rad
$\cotg\alpha =$	1.00	$\sin\alpha = 0.71$

$$1 \leq \cotg\theta \leq 2.5$$

$$\sin^2 \theta = (A_{S,W} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot (\alpha \cdot v_1 \cdot f_{cd})) = 0.054 \rightarrow \cotg\theta = 2.500$$

$$\alpha \cdot c = 1$$

$$v_1 = 0.7 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.607$$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{S,W}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) \cdot \sin\alpha = 495.61 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta) = 1479.51 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 495.61 \text{ kN} > V_{Ed} = 259.55 \text{ kN}$$

**Verifica a flessione**

	$M_{Ed} =$	131.32	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	36.2	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	8.1	cm			

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035			
$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'238 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$15'230 \quad x^2 \quad + \quad 345'521 \quad x \quad - 28'078'299 = 0$$

$$x = 3.31 \quad \text{cm} < x_1 = 8.13 \quad \text{cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -109.64 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	139.67	kNm	>	$M_{Ed} =$	131.32	kNm
------------	--------	-----	---	------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

	$M_{Ed} =$	96.74	kNm				
	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	36.2	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 20.11 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 8.37 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 139'488 \quad \text{cm}^4$$

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	5.81	MPa	<	$0,60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
--------------------------------------	------	-----	---	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	289.47	MPa	<	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	---	------------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	77.32	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm		$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm		$d =$	36.2	cm
$n =$	15					

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00					
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20.11	cm <sup>2</sup>				
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	8.37	cm				
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 =$	139'488	cm <sup>4</sup>				

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 231.36 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00051 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00066$$

$$\begin{aligned} k_1 &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 \cdot (h - d) = 9.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 10.54 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) \cdot b = 950.00 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.011 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 38.62 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} =$	0.255	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.400	mm
--	-------	----	--------	---------------	-------	----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	16.79	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ16	+	Φ =	10.05	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	3.8	cm	$d =$	36.2	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00	
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	20.11	cm <sup>2</sup>
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	8.37	cm
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	139'488	cm <sup>4</sup>

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 50.24 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00036 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00014$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 9.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 10.54 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 950.00 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.011 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 38.62 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.055	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.01	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	50.24	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----

	<b>M<sub>ED</sub></b> [ kNm/m ]	<b>N<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]	<b>T<sub>ED</sub></b> [ kN/m ]
<b>SLU</b>	<b>108.56</b>	<b>0.00</b>	<b>357.73</b>
<b>RARA</b>	<b>80.75</b>		
<b>FREQ.</b>	<b>64.75</b>		
<b>Q. PERM.</b>	<b>16.64</b>		

#### VERIFICA PARETI sp. 40 cm - ARMATURA ORIZZONTALE

##### Caratteristiche dei materiali

###### - Cls $R_{ck} \geq 40$ MPa

$R_{ck} =$	40.00	MPa	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	33.20	MPa	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa	
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5		coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa	
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10	MPa	
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	2.17	MPa	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa	
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_C =$	3.25	MPa	
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33'643	MPa	

###### - Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391.30	MPa	
$\gamma_S =$	1.15		coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	210'000	MPa	

##### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

##### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	100	cm
$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm
$d =$	34.7	cm

# VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

## Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed, base} =$	357.73	kN					
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>	

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm		$d =$	34.7	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	142.52	kN
--	--------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.76 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0022 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 3.76 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 4'000 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	163.28	kN
--	--------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.471$$

$V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	163.28	kN	<	$V_{Ed} =$	357.73	kN
---------------------------------------	--------	----	---	------------	--------	----

Come anticipato, nelle porzioni delle pareti laterali a ridosso dei canali risulta necessario predisporre idonea armatura a taglio, come da verifica seguente:



### VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

#### Verifica a taglio

Elemento con armature trasversali resistenti a taglio

	$\Phi 10$	
s=	passo 10	cm
n° bracci=	2	cm
$A_{S,W} =$	1.571	cm <sup>2</sup>
$\alpha$ = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave		
$\alpha =$	45	° = 0.79 rad
$\cotg\alpha =$	1.00	$\sin\alpha = 0.71$

$$1 \leq \cotg\theta \leq 2.5$$

$$\sin^2 \theta = (A_{S,W} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot (\alpha \cdot v_1 \cdot f_{cd})) = 0.054 \rightarrow \cotg\theta = 2.500$$

$$\alpha \cdot v_1 = 1$$

$$v_1 = 0.7 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.607$$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{S,W}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) \cdot \sin\alpha = 475.07 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta) = 1418.20 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 475.07 \text{ kN} > V_{Ed} = 357.73 \text{ kN}$$

**Verifica a flessione**

	$M_{Ed} =$	108.56	kNm				
	$N_{Ed} =$	0.00	kN				
dove:	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$	11.3	cm			

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$	0.0035			
$\sigma'_s < f_{yd}$				armatura compressa in campo elastico
$\sigma_s = f_{yd} =$	391.30	MPa		armatura tesa alla tensione $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1726 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$15'230 \quad x^2 \quad + \quad 264'539 \quad x \quad - 29'983'282 = 0$$

$$x = 3.65 \quad \text{cm} < x_1 = 11.33 \quad \text{cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -331.46 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	109.58	kNm	>	$M_{Ed} =$	108.56	kNm
------------	--------	-----	---	------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica tensioni in esercizio**

	$M_{Ed} =$	80.75	kNm				
	$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
	$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.39 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 7.57 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 100'033 \quad \text{cm}^4$$

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	6.11	MPa	<	$0,60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
--------------------------------------	------	-----	---	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	328.44	MPa	<	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	---	------------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	64.75	kNm				
$A_{S, compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S, compr} / A_{S, tesa} =$	1.00				
$A_{S, tot} = A_{S, tesa} + A_{S, compr} =$	15.39	cm <sup>2</sup>			
$x = (n \cdot A_{S, tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S, tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	7.57	cm			
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S, tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S, compr} \cdot (x - d')^2 =$	100'033	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 263.37 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{ss} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00039 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00075$$

$$\begin{aligned} \kappa_1 &= 0.4 \\ h_{c, eff \ 1} &= 2.5 \cdot (h - d) = 13.25 \text{ cm} \\ h_{c, eff \ 2} &= (h - x) / 3 = 10.81 \text{ cm} \\ h_{c, eff \ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c, eff} &= \min(h_{c, eff \ i}) \cdot b = 1080.83 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c, eff} = 0.007 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s, max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 51.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{s, max} =$	0.387	mm	$\leq$	$w_{d, max} =$	0.400	mm
---	-------	----	--------	----------------	-------	----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	16.64	kNm				
$A_{S,compr} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	passo 20	Φ14	+	Φ =	7.70	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	100	cm	$h =$	40	cm
$d' =$	5.3	cm	$d =$	34.7	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	15.39	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	7.57	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	100'033	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 67.68 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.00054 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00019$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 13.25 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 10.81 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 20.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 1080.83 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.007 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.24 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 51.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.099	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	1.26	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	67.68	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	-------	-----	-----	------------------	--------	-----

#### 6.16.1.4 Verifica dei carichi applicati e giudizio motivato di accettabilità

Al fine di validare la modellazione, si sono confrontate le reazioni al piede calcolate automaticamente dal software nella combinazione "PESO PROPRIO" (ovvero quella in cui viene considerato unicamente il peso proprio DEAD, senza carichi esterni) con il volume della sezione trasversale effettivamente analizzata, individuato in Autocad.

L'output fornito dal software è il seguente:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	KN	KN	KN
__PESO PROPRIO	0.00	0.00	1211.03

Il volume della sezione trasversale effettivamente modellata, rappresentata nell'immagine seguente, è pari a:



	n	A [m2]	sp [m]	V [m3]
Area sezione trasversale di monte	1	4.31	1.80	7.75
Area sezione trasversale di valle	1	4.25	1.80	7.65
Area pareti laterali monte	2	20.00	0.40	16.00
Area pareti laterali valle	2	20.03	0.40	16.03
			TOT	47.43

Considerando un peso specifico  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$ , risulta  $P = \gamma_{c.a.} * V = 1185.73 \text{ kN}$ .

L'errore nella modellazione è quindi pari a 2.1%, per cui il modello risulta validato.

## 6.17 Telaio TL1

### 6.17.1 Descrizione delle opere

Il telaio TL1 è costituito da pannelli affiancati in grigliato elettrosaldato carrabile removibile con maglia 25x76 mm e profilo portante 100x3 mm. Il telaio ha dimensione complessiva 4.51x1.76 m ed è costituito da 18 pannelli.

La prima fila è costituita da 3 pannelli (G3) di dimensioni 580x578 mm dalla seconda alla quinta fila ci sono i pannelli G1 di dimensioni 745x580 mm e l'ultima fila è costituita da tre pannelli G2 580x918

mm. I pannelli G3 poggiano a un'estremità su un profilato a L 150x90x12 mm ancorato al muro con dei tasselli meccanici M20 passo 100 mm, e all'altra su un IPE220 che poggia alle estremità su una struttura in carpenteria connessa alla parete in calcestruzzo per mezzo di 6 tasselli meccanici M20. Tale struttura è costituita da 3 piatti di spessore 10 mm disposti a U (all'interno della quale viene inserita la trave) saldati ad una piastra di dimensioni 350x10x302 mm dotata di fori per i tasselli meccanici; al di sotto dei 3 piatti è saldato un ulteriore piatto sagomato che aiuta a sorreggere la struttura. I pannelli G1 e G2 invece appoggiano con entrambe le estremità sulle IPE220 appena descritte.

### 6.17.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere oggetto di analisi sono elencati nella tabella seguente.

Numero Tavola	Titolo Tavola	Scala
RI-I3.1.3	Ricostruzione sifone Rotaldo – Strutturali e particolari	Indicata

### 6.17.3 Caratteristiche dei materiali impiegati

I grigliati e i relativi elementi di supporto sono costituiti acciaio S235 JR zincato a caldo, che è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione caratteristica di snervamento  $f_{y,k}$  e di rottura  $f_{t,k}$  [NTC 2018 – Par. 4.2.1.1]:

$$f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{t,k} = 360 \text{ MPa}$$

### 6.17.4 Definizione dei carichi e verifiche effettuate

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, è stato considerato un sovraccarico accidentale (azione variabile Q sfavorevole, STR) in accordo con la normativa [NTC 2018 – Tab. 3.1.II – Cat. E]:

- $q_k = 90 \text{ kN/m}^2$  carico verticale distribuito;

Le combinazioni di carico utilizzate sono riassunte nella tabella di seguito [NTC 2018 – Par. 2.5.2./2.5.3./2.6.1.].

COMBINAZIONI	P.P. struttura	Carichi accidentali
SLU FONDAMENTALE	1.3	1.5
SLE	1	1

Nel seguito sono riportate specifiche in merito alla selezione e al dimensionamento dei grigliati e dei loro supporti nonché le verifiche effettuate sugli stessi. In particolare: per quanto riguarda le IPE220 si sono verificate la resistenza a flessione e a taglio e la freccia massima delle travi, nonché le saldature, i tasselli e la piastra di ancoraggio delle strutture di supporto.

#### *6.17.4.1 Portata del grigliato*

Come si evince dalle specifiche tecniche fornite da diversi produttori (a titolo esplicativo si riporta uno stralcio del catalogo Keller Grigliati), un grigliato di classe 4 con maglia 25x76 mm e piatto portante 100x3 mm ammette luci fino 765 mm.

Tali grigliati sono dimensionati considerando un carico da 90 kN agente su un'impronta 600x250 mm compatibile per mezzi con massa totale a terra fino a 45000 kg, per cui il grigliato selezionato risulta compatibile con l'uso previsto in progetto.

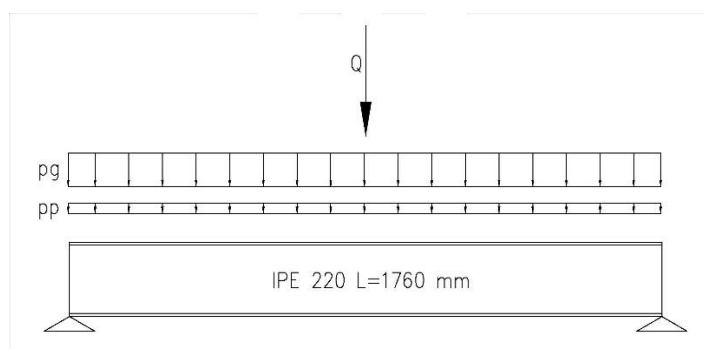
Classe 4 - AUTOTRENI /AUTOARTICOLATI										
Carico dinamico 9000 daN su impronta 600x250 (mm)										
Massa totale a terra fino a 45000 kg										
materiale = acciaio S235J										
$\sigma_{amm} = 16 \text{ daN/mm}^2$ <span style="margin-left: 50px;"><math>f_{reccia} = 1/200 L_n</math></span> <span style="margin-left: 50px;"><math>\max 5 \text{ mm}</math></span>										
LUCE NETTA TRA GLI APPOGGI (mm)										
Barra Portante h x s	INTERASSE BARRE PORTANTI (mm)									
	11	15	21	22	25	30	33	34	44	66
20 x 2	165	143	119	119	113	104	99	96	85	73
25 x 2	206	179	149	149	141	130	123	120	107	91
30 x 2	248	215	179	179	170	156	148	144	128	109
35 x 2	292	251	209	209	198	182	173	169	150	128
40 x 2	341	289	239	239	226	208	198	193	171	146
45 x 2	384	333	270	270	255	234	222	217	192	164
50 x 2	427	372	304	304	285	260	247	241	214	182
25 x 3	253	219	183	183	173	159	151	147	131	112
30 x 3	309	264	220	220	208	191	181	177	157	134
35 x 3	366	314	256	256	242	223	212	207	183	156
40 x 3	418	364	297	297	279	255	242	236	209	179
45 x 3	471	410	343	343	320	289	274	266	236	201
50 x 3	523	456	390	390	365	328	309	300	262	224
60 x 3	628	547	468	468	448	409	385	377	323	269
70 x 3	747	639	546	546	523	477	450	450	395	321
80 x 3	884	743	625	625	598	545	514	514	452	380
90 x 3	1040	861	711	711	677	613	578	578	509	427
100 x 3	1213	993	808	808	765	687	644	644	565	475
30 x 4	362	310	254	254	240	221	210	205	181	155
40 x 4	483	421	354	354	330	298	282	274	242	207
45 x 4	544	473	405	405	385	344	323	314	273	232
50 x 4	604	526	450	450	431	393	370	358	308	258
60 x 4	738	632	541	541	517	472	445	445	389	317
70 x 4	897	752	632	632	604	551	519	519	457	384
80 x 4	1079	891	733	733	697	630	594	594	522	439
90 x 4	1286	1048	849	849	803	718	672	672	587	494
100 x 4	1518	1224	977	977	921	816	759	759	655	549
110 x 4	1774	1418	1120	1120	1051	925	856	856	730	604
120 x 4	2051	1631	1276	1276	1194	1044	962	962	812	661
40 x 5	540	471	403	403	381	342	321	311	271	231
50 x 5	680	588	504	504	482	440	415	415	354	292
60 x 5	848	716	605	605	579	528	498	498	438	366
70 x 5	1046	866	715	715	680	616	581	581	511	429
80 x 5	1274	1039	842	842	796	713	667	667	584	491
90 x 5	1533	1236	986	986	928	823	765	765	660	552
100 x 5	1822	1455	1147	1147	1076	945	874	874	744	614
110 x 5	2026	1698	1325	1325	1239	1081	995	995	837	680
120 x 5	2205	1964	1520	1520	1417	1230	1127	1127	940	752



#### 6.17.4.2 IPE220 – Verifica a flessione

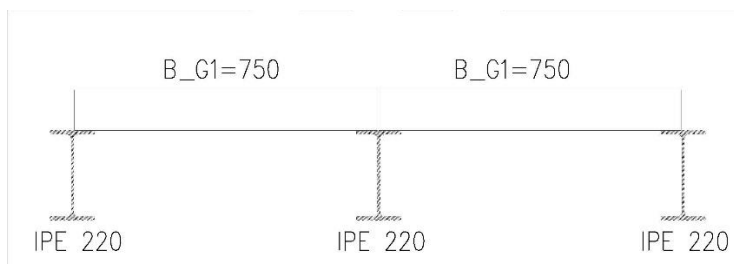
Si è verificata la IPE 220 più sollecitata, che risulta essere una di quelle su cui poggiano 2 grigliati di larghezza 750 mm.

Il problema è stato schematizzato considerando la trave IPE220 come una trave in semplice appoggio di lunghezza  $L = 1.76 \text{ m}$  soggetta a carichi uniformemente distribuiti dati dai pesi propri di grigliati e trave e al carico concentrato da 90kN descritto al paragrafo precedente (si è considerato che, data la luce ridotta della trave, su di essa non possano essere presente più di un carico, data la distanza tra gli assi successivi di un mezzo agricolo pari a un minimo di circa 1.90 m)



- $p_{grigl,k} \rightarrow$  peso grigliati;
- $Q_k \rightarrow$  carico accidentale sui grigliati
- $p_{p,k} \rightarrow$  peso proprio della trave

Tali carichi sono stati ottenuti come segue:



- $p_{grigl,k} = \gamma_{grigl} * \frac{B_{grigl,G1} + B_{grigl,G1}}{2} = \frac{1088.82 \text{ N}}{\text{m}^2} * \left( \frac{0.75}{2} \text{ m} + \frac{0.75}{2} \text{ m} \right) = 816.61 \text{ N/m}$
- $P_k = Q_k = 90 \text{ kN}$
- $p_{p,k} \cong 257.02 \text{ N/m}$  (da profilario)

I carichi sono stati amplificati come da normativa:

$$p_{grigl,d} = p_{grigl,k} \cdot \gamma_{G1} = 816.61 \frac{\text{N}}{\text{m}} \cdot 1.3 = 1.07 \text{ kN/m}$$

$$p_{p,d} = p_{p,k} \cdot \gamma_{G1} = 257.02 \frac{\text{N}}{\text{m}} \cdot 1.3 \cong 0.33 \text{ kN/m}$$

$$P_d = P_k \cdot \gamma_Q = 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5 = 135 \text{ kN}$$

Il valore del momento massimo agente sul tubolare si registra in corrispondenza della sua mezzeria e si ricava come segue.

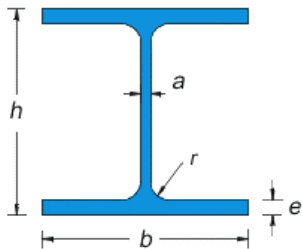
$$M_{grigl,d} = \frac{p_{grigl,d} \cdot L^2}{8} = \frac{1.07 \text{ kN/m} \cdot (1.76 \text{ m})^2}{8} = 0.41 \text{ kNm}$$

$$M_{p,d} = \frac{p_{p,d} \cdot L^2}{8} = \frac{0.33 \text{ kN/m} \cdot (1.76 \text{ m})^2}{8} = 0.13 \text{ kNm}$$

$$M_d = \frac{P_p \cdot L}{4} = \frac{135 \text{ kN} \cdot (1.76 \text{ m})}{4} = 59.4 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = M_{grigl,d} + M_{p,d} + M_d = 59.94 \text{ kNm}$$

La sezione considerata risulta in classe 1 in quanto:

$c \approx h - 2e = 201.6 \text{ mm}$ con $h = 220 \text{ mm}$ e $e = 9.2 \text{ mm}$ $t = a = 5.9 \text{ mm}$ $c/t = 34.17$ $\varepsilon = \sqrt{235/f_{y,k}} = 1$ $\frac{d}{t} < 50\varepsilon^2 \Rightarrow \text{CLASSE 1 [NTC 2018]}$ – Tab. 4.2.V]				b	110	mm
				h	220	mm
				a	5.9	mm
				e	9.2	mm
				r	12	mm
				Peso	26.2	kg/m
				Sezione	33.40	cm <sup>2</sup>
				Jx	2771.8	cm <sup>4</sup>
				Jy	204.89	cm <sup>4</sup>
				Wx	252.0	cm <sup>3</sup>
				Wy	37.25	cm <sup>3</sup>
				ix	9.11	cm
				iy	2.48	cm

Il momento resistente è quindi calcolato come [NTC2018 – Par.4.2.4.1.2.3]:

$$M_{Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 63.87 \text{ kNm}$$

dove:

$W_{pl}$  = modulo di resistenza plastico della sezione = 285.40 cm<sup>3</sup> (da profilario)

$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

$\gamma_{M0} = 1.05$

E' dunque verificata la seguente condizione:

$$M_{max} \leq M_{Rd} \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.3 IPE220 – Verifica a taglio

Considerando lo stesso schema (trave in semplice appoggio) e i medesimi carichi analizzati per la verifica a flessione, il taglio massimo agente a ciascuna estremità del montante è pari a:

$$V_{grigl,d} = \frac{p_{grigl,d} \cdot L}{2} = \frac{1.07 \text{ kN/m} \cdot 1.76 \text{ m}}{2} = 0.94 \text{ kN}$$

$$V_{p,d} = \frac{p_{p,d} \cdot L}{2} = \frac{0.33 \text{ kN/m} \cdot 1.76 \text{ m}}{2} = 0.29 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{P_d}{2} = \frac{135 \text{ kN/m}}{2} = 67.5 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = 68.73 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio dell'IPE220 è stata calcolata in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.1.2.4]:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1591.08 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 205.59 \text{ kN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio, calcolata, per profilati a I, come:

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 1591.08 \text{ mm}^2$$

dove:  $A = 33.40 \text{ cm}^2$  è l'area lorda della sezione del profilo

$b = 110 \text{ mm}$  è la larghezza delle ali

$t_f = 9.2 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali

$t_w = 5.9 \text{ mm}$  è lo spessore dell'anima

$r = 12 \text{ mm}$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala

È dunque verificata la seguente condizione:

$$V_{max} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.4 Verifica a taglio delle ali della IPE220

Si è verificato che l'azione tagliante calcolata al punto precedente non eccedesse la resistenza a taglio dell'ala superiore dell'IPE220, calcolata in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.1.2.4]:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{5336 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 689.49 \text{ kN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio, calcolata come:

$$A_v = b \cdot t_f = 5336 \text{ mm}^2$$

dove:  $b = 580 \text{ mm}$  è la larghezza delle ali (lunghezza del tratto che supporta un pannello )

$t_f = 9.2 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali (da profilario)

È dunque verificata la seguente condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.5 IPE220 – Verifica della freccia massima

Si è calcolato lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti:

$$\delta_1 = -\frac{5 \cdot p_{perm} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cong -0.023 \text{ mm}$$

dove:

- $p_{perm} = (p_{grigl,k} + p_{p,k}) \cong 1073.63 \text{ N/m}$ ;
- $L = 1.76 \text{ m}$ ;
- $E = 210000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$  è il modulo elastico dell'acciaio;
- $I = 2.77 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$  è il momento di inerzia della sezione.

Lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili risulta invece essere il seguente.

$$\delta_2 = -\frac{1 \cdot P_{var} \cdot L^3}{3 \cdot 16 \cdot E \cdot I} \cong -1.75 \text{ mm}$$

essendo  $p_{var} = P_k \cong 90 \text{ kN}$ .

È dunque definito lo spostamento nello stato finale:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = -1.773 \text{ mm}$$

Sono state effettuate le verifiche previste da normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.2.1.].

#### 4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

##### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

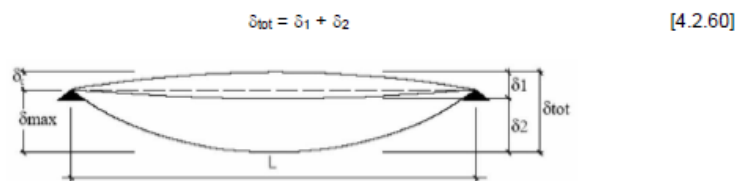


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{tot} - \delta_c$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{max}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Verifica I:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} = 8.8 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

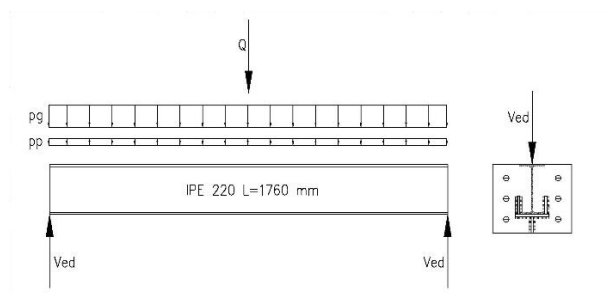
Verifica II:

$$\delta_2 \leq \frac{L}{250} \cong 7.04 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.6 IPE220 – Verifica della struttura di supporto

##### 6.17.4.6.1 Tasselli meccanici

Il taglio agente su ciascuna estremità della trave, visibile nell'immagine seguente, è pari a:



$$V_{Ed} = \frac{p_g L + p_p L + P}{2} = \frac{(1.07 * 1.76) + (0.33 * 1.76) + 135 \text{ kN}}{2} = 68.73 \text{ kN}$$

Considerando che il carico si suddivide equamente tra i 6 tasselli meccanici M20 a ciascuna estremità, il valore del taglio agente su ciascun tassello vale:

$$V_{Ed,tass} = \frac{V_{Ed}}{n} = 11.46 \text{ kN}$$

essendo  $n = 6$  = numero tasselli a ciascuno estremo

La resistenza a taglio è stata calcolata con la formula prevista da normativa per le unioni bullonate [NTC 2018 – Eq. 4.2.63]:

$$V_{rd} = 0.6 * f_{tbk} * \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 94.08 \text{ kN}$$

con:  $f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$  (per classe di resistenza 8.8)

$$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \text{ [NTC 2018 - Tab 4.2.XIV]}$$

per cui:

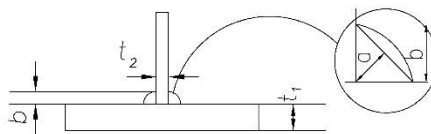
$$\frac{V_{Ed}}{V_{rd}} \cong \frac{11.46 \text{ kN}}{94.08 \text{ kN}} \cong 0.12 < 1 \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.6.2 Saldature

Il taglio agente sulle saldature di ciascuna estremità è  $V_{Ed} = 68.73 \text{ kN}$  così come calcolato al punto precedente; la verifica delle saldature è stata svolta considerando il metodo semplificato proposto dalla normativa [NTC2018 – Formula 4.2.83].

Le caratteristiche geometriche delle saldature, visibili nell'immagine seguente, considerate per le verifiche sono:

SALDATURE A CORDONI D'ANGOLO  
SECONDO IL SEGUENTE SCHEMA:  
 $t_2 \leq t_1$   
 $b \leq t_2$        $a \geq 0.7/b$



$t_1 = t_2 = 10 \text{ mm}$  spessore di tutti i piatti costituenti la struttura di appoggio

$b \leq t_1 = 10 \text{ mm}$

$a \geq 0.7 * b = 7 \text{ mm}$  altezza di gola delle saldature a cordone d'angolo [NTC2018 – Par.4.2.8.2.3]

Nelle verifiche si è cautelativamente che il taglio trasmesso dalla trave sia portato unicamente dalle saldature dei piatti verticali, ovvero 1+1 piatti 4 e 1 piatto 2:



$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,  
t è lo spessore della piastra collegata,  
 $f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,  
 $\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,  
 $\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,  
 $k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
 $k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.5 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

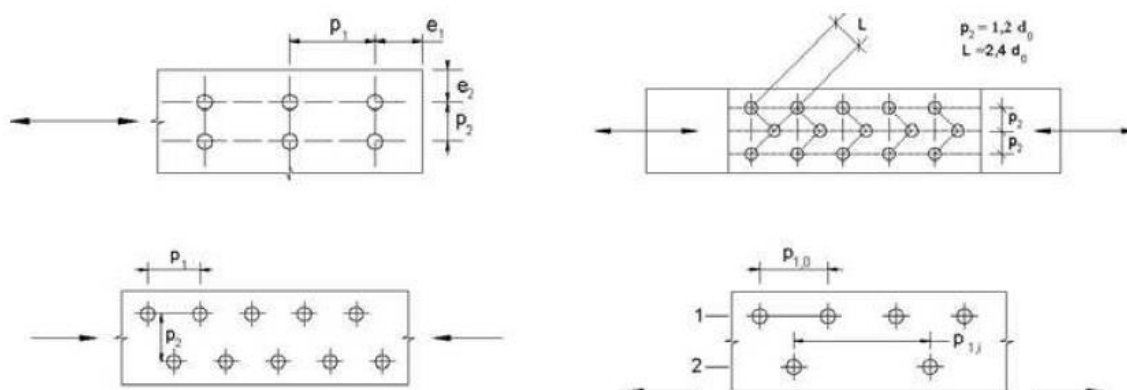


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

Nel caso in esame vale:

	t	10	mm
	d	20	mm
	$e_1$	60	mm
	$e_2$	60	mm
	$d_0$	24	mm
	$f_{tbk}$	800	MPa (resistenza a rottura del materiale della vite)
	$f_{tk}$	360	MPa (resistenza a rottura del materiale della piastra)
	$\alpha$	0.83	per bulloni di bordo
	k	2.50	per bulloni di bordo

La resistenza di progetto a rifollamento è quindi pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k * \alpha * f_{tk} * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 * 0.83 * 360 \text{ N/mm}^2 * 20 \text{ mm} * 10 \text{ mm}}{1.25} = 119.52 \text{ kN}$$

L'azione agente  $F_{b,Ed}$ , ovvero l'azione trasmessa dai tasselli alla piastra, coincide con Ved calcolato al paragrafo precedente:



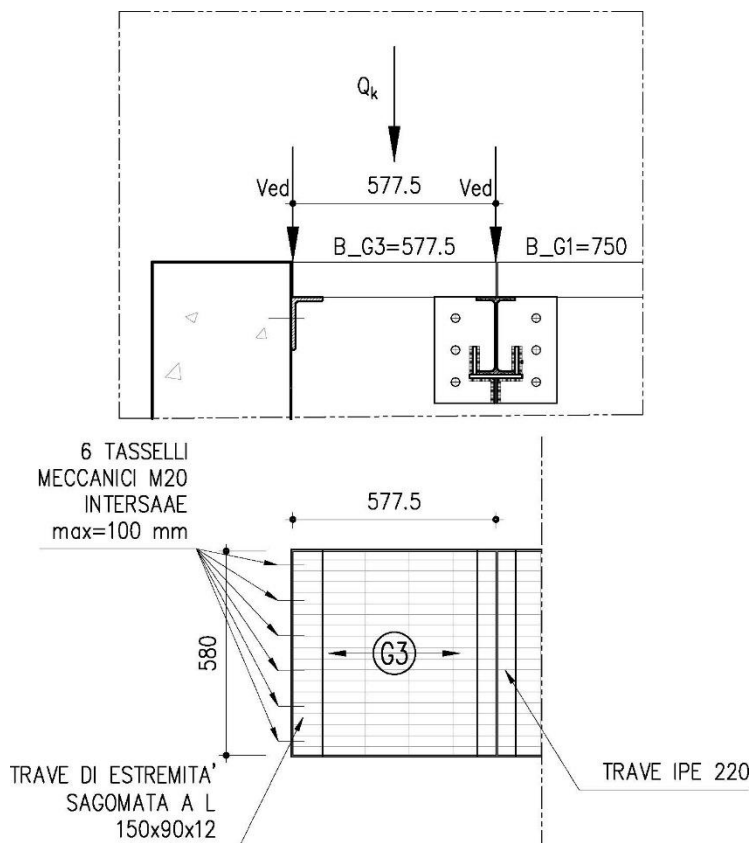
$$F_{b,ed} = 11.45 \text{ kN}$$

quindi:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{11.45 \text{ kN}}{119.52 \text{ kN}} = 0.10 < 1 \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.7 Trave di estremità

Si è effettuata la verifica a taglio della trave a L e dei tasselli di connessione con le pareti in calcestruzzo; come visibile dallo schema seguente, la verifica è stata svolta per un pannello G3 (578x580 mm) su cui agisce un carico concentrato  $Q_k = 90 \text{ kN}$ .



I carichi considerati per la verifica sono quindi:

- Peso proprio del grigliato:  $P_{grigl,k} = \gamma_{grigl} \cdot A_{grigl} = 370.19 \text{ N}$ , con  $\gamma_{grigl} = 110.99 \text{ kg/m}^2$  (da specifica tecnica) e  $A_{grigl} = 0.58 \cdot 0.58 \text{ m} = 0.34 \text{ m}^2$
- Carico accidentale verticale:  $Q_k = 90 \text{ kN}$

I carichi sono stati amplificati come da normativa:

$$P_{grigl,d} = P_{grigl,k} \cdot \gamma_{G1} = 370.19 \text{ N} \cdot 1.3 = 0.48 \text{ kN}$$

$$Q_d = Q_k \cdot \gamma_Q = 90 \text{ kN} \cdot 1.5 = 135 \text{ kN}$$

Da cui risulta:

$$Q_{tot,d} = Q_d + P_{grigl,d} = 135.48 \text{ kN}$$

Considerando che il carico si suddivide equamente tra il profilo L e la IPE 200, il valore del taglio agente su ciascun profilo vale:

$$V_{Ed} = \frac{Q_{tot,d}}{2} = 67.74 \text{ kN}$$

#### 6.17.4.7.1 Verifica a taglio dei profili

Si è verificato che l'azione tagliante calcolata al punto precedente non eccedesse la resistenza a taglio dell'ala superiore del profilo a L, calcolata in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.1.2.4]:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{6960 \text{ mm}^2 * 235 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} * 1.05} = 899.35 \text{ kN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio, calcolata come:

$$A_v = b * t_f = 6960 \text{ mm}^2$$

dove:  $b = 580 \text{ mm}$  è la larghezza delle ali (lunghezza del tratto che supporta un pannello )

$t_f = 12 \text{ mm}$  è lo spessore delle ali

È dunque verificata la seguente condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.7.2 Verifica a taglio dei tasselli

La resistenza a taglio è stata calcolata con la formula prevista da normativa per le unioni bullonate [NTC 2018 – Eq. 4.2.63]:

$$V_{rd} = 0.6 * f_{tbk} * \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 94.08 \text{ kN}$$

con:  $f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$  (per classe di resistenza 8.8)

$$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \text{ [NTC 2018 - Tab 4.2.XIV]}$$

Il taglio agente su un tassello è pari:

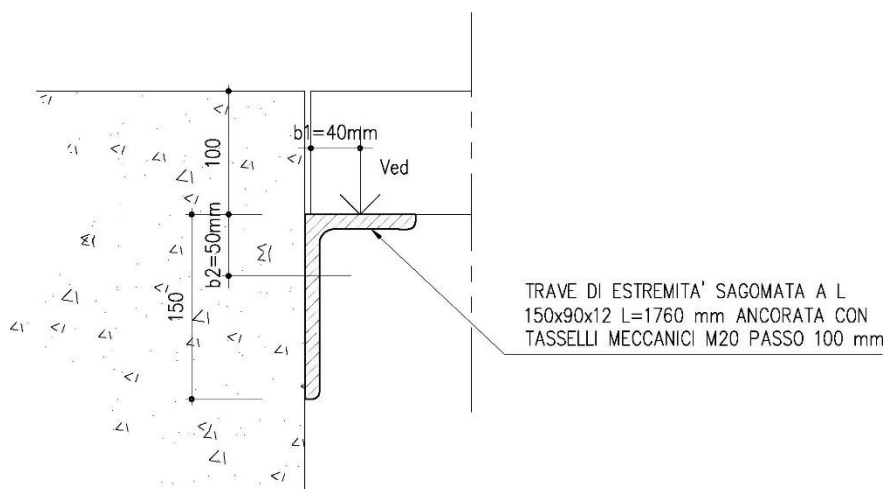
$$V_{Ed,t} = \frac{V_{Ed}}{n} = 11.29 \text{ kN}$$

Con  $n=6$  (passo 100 mm)

$$\frac{V_{Ed,t}}{V_{Rd}} \cong \frac{11.29 \text{ kN}}{94.08 \text{ kN}} \cong 0.12 < 1 \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.7.3 Verifica a trazione dei tasselli

In aggiunta alla verifica a taglio, si è ritenuto opportuno verificare i tasselli a trazione, considerando che il grigliato scarichi il proprio carico sulla mezzzeria del lembo superiore del profilo L, creando su di esso una coppia che si traduce in un'azione di trazione sul tassello, secondo lo schema seguente.



La trazione agente sul tassello è stata calcolata come:

$$N_{Ed,t} = V_{Ed,t} * \frac{b_1}{b_2} = 11.29 \text{ kN} * \frac{0.04\text{m}}{0.05\text{m}} = 9.03 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione dei tasselli è stata calcolata con la formula prevista da normativa per le unioni bullonate [NTC 2018 – Eq. 4.2.68]:

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tbk} * \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 141.12 \text{ kN}$$

con:  $f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$  (per classe di resistenza 8.8)

$$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \text{ [NTC 2018 - Tab 4.2.XIV]}$$

Vale quindi:

$$\frac{N_{Ed,t}}{F_{t,Rd}} \cong \frac{9.03 \text{ kN}}{141.12 \text{ kN}} \cong 0.06 < 1 \Rightarrow OK$$

#### 6.17.4.7.4 Verifica a rifollamento del profilo a L

La resistenza di progetto a rifollamento del profilo a L è stata determinata in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.8.1.1]:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,  
t è lo spessore della piastra collegata,  
 $f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,  
 $\alpha = \min \{e_1/(3 d_0) ; f_{tbk}/f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,  
 $\alpha = \min \{p_1/(3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk}/f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,  
 $k = \min \{2,8 e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
 $k = \min \{1,4 p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.5 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

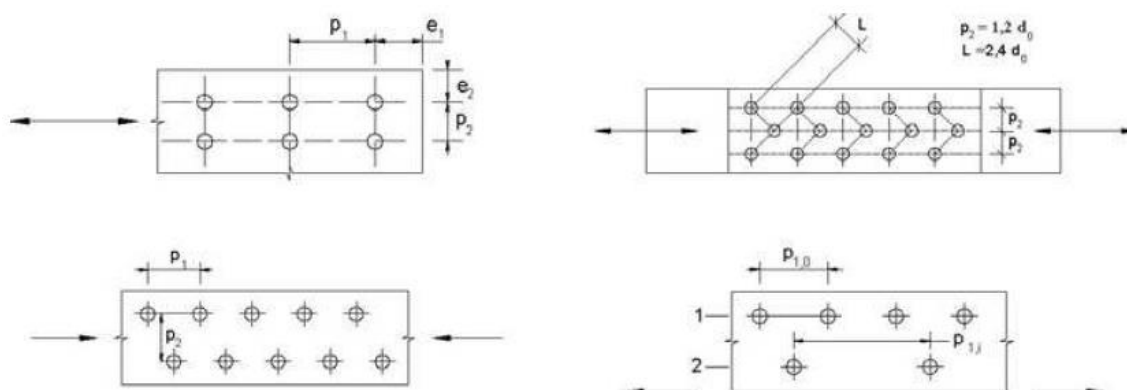


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

Nel caso in esame vale:

<p>Tratto di trave in corrispondenza di un pannello da 580 mm</p> <p>580</p> <p>150</p> <p><math>e_1=50\text{mm}</math></p> <p><math>e_2=45\text{mm}</math></p>	t	12	mm
	d	20	mm
	$e_1$	50	mm
	$e_2$	45	mm
	$d_0$	24	mm
	$f_{tbk}$	800	MPa (resistenza a rottura del materiale della vite)
	$f_{tk}$	360	MPa (resistenza a rottura del materiale della piastra)
	$\alpha$	0.69	per bulloni di bordo
	k	2.50	per bulloni di bordo

La resistenza di progetto a rifollamento è quindi pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k * \alpha * f_{tk} * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 * 0.69 * 360 \text{ N/mm}^2 * 20 \text{ mm} * 12 \text{ mm}}{1.25} = 119.23 \text{ kN}$$

L'azione agente  $F_{b,Ed}$ , ovvero l'azione trasmessa dai tasselli alla piastra, coincide con Ved calcolato al paragrafo precedente:

$$F_{b,ed} = 11.29 \text{ kN}$$

quindi:

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{11.29 \text{ kN}}{119.23 \text{ kN}} = 0.095 < 1 \Rightarrow OK$$

#### **6.18 Sifone – Intervento I4**

Il sifone previsto in progetto nell'ambito dell'intervento I4 è soggetto alle medesime azioni agenti sul sifone I3, ma è caratterizzato da dimensioni, e quindi da sollecitazioni, inferiori. Poiché per tale manufatto si prevedono le medesime armature individuate per il sifone I3, le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

## 7 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Al fine di verificare l'attendibilità dei modelli realizzati con il software SAP2000, al termine dei capitoli dedicati a ciascun manufatto è stata riportata la verifica di equilibrio tra le reazioni vincolari e i carichi verticali applicati. Il confronto delle reazioni relative al peso proprio con i volumi individuati in Autocad ha permesso inoltre di verificare la correttezza delle geometrie utilizzate per l'analisi.

Si ritiene inoltre opportuno confrontare i risultati ottenuti dalla modellazione del sovrappasso S2 con quelli ottenuti manualmente schematizzando la soletta rispettivamente come una trave in semplice appoggio e come una trave incastrata agli estremi. Poiché soletta e pareti sono caratterizzati da spessori e quindi inerzie comparabili (20 cm e 19 cm rispettivamente), si prevede infatti che il comportamento reale della struttura sia intermedio tra queste due schematizzazioni.

In particolare sono stati confrontati il taglio massimo agente sulla soletta e il momento in campata, calcolati come di seguito.

I carichi considerati, coerenti con quelli analizzati al paragrafo 6.14 sono:

$$\text{Peso proprio: } p_p = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.20\text{m} * 1\text{m} = \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Traffico distribuito: } q_k = \frac{2.5 \text{ kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Traffico concentrato: } Q_k = 100 \text{ kN}$$

I momenti in campata sono calcolati come:

Schema semplice appoggio	$M_{Ed(SLU)} = 1.35 * p_p * \frac{L^2}{8} + 1.35 * q_k * \frac{L^2}{8} + 1.35 * Q_k * \frac{L}{4} = 80.77 \text{ kNm}$
Schema incastro-incastro	$M_{Ed(SLU)} = 1.35 * p_p * \frac{L^2}{24} + 1.35 * q_k * \frac{L^2}{24} + 1.35 * Q_k * \frac{L}{8} = 39.35 \text{ kNm}$

I tagli sono invece pari a:

Schema semplice appoggio	$V_{Ed(SLU)} = 1.35 * p_p * \frac{L}{2} + 1.35 * q_k * \frac{L}{2} + 1.35 * \frac{Q_k}{2} = 78.69 \text{ kN}$
Schema incastro-incastro	$V_{Ed(SLU)} = 1.35 * p_p * \frac{L}{2} + 1.35 * q_k * \frac{L}{2} + 1.35 * \frac{Q_k}{2} = 78.69 \text{ kN}$

Tali azioni agenti sono confrontate con quelle ottenute dalla modellazione SAP2000:



	Schema semplice appoggio	Modellazione SAP2000	Schema incastro-incastro
$V_{Ed}$ [kN]	78.69	78.69	78.69
$M_{Ed}$ [kN]	80.77	55.63	39.35

Come si evince dalla tabella riassuntiva precedente, il modello a elementi finiti fornisce il medesimo taglio calcolato manualmente e un valore di momento in campata intermedio tra quello ottenuto dallo schema di trave in semplice appoggio e quello ottenuto schematizzando la trave come incastrata agli estremi; il modello fem in SAP2000 risulta quindi validato.

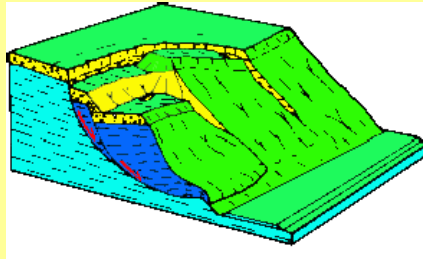
Ai sensi dell'art. 10.2.1 delle NTC 2018, i risultati dei calcoli condotti nel precedente capitolo 6, con il codice di calcolo SSAP 2010 sono stati assoggettati a verifiche che ne comprovano la validità.

In prima istanza il software utilizzato è stato verificato dai progettisti anche attraverso comparazioni con casi risolti in modo analitico. Il software è ampiamente validato rispetto a molteplici case history come riportato in allegato.

L'approccio con il metodo di Spencer risulta peraltro ampiamente diffuso e sicuramente attendibile. Per quanto sopra i risultati delle analisi si ritengono accettabili.

**SSAP2010**  
**SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM**  
**Versione 4.9.9 (2019) - Win 64 Bit**

**[HTTPS://WWW.SSAP.EU](https://www.ssap.eu)**



**Dr. Geol. Lorenzo Borselli P.hD.**

**[www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)**

**Validazione del codice di calcolo SSAP**

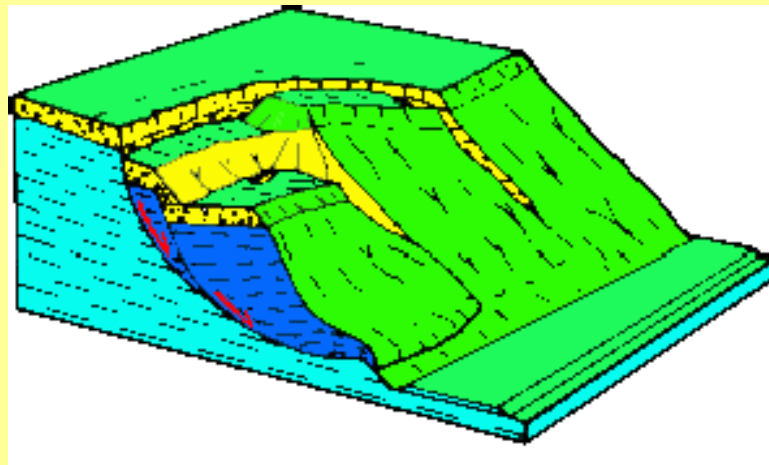
**Versione validazione 1.4 - (16-06-2019)**

# Parte 1

## Validazione del codice di calcolo SSAP 4.9.9 (2019) e comparazione con risultati codice CDDWin

(<http://www.stsweb.it>), release 2018,  
disponibili pubblicamente su:

<http://www.stsweb.it/downloads/Validazione/Validazione%20CDD.pdf>



## INTRODUZIONE

In questa parte del documento viene proposta un primo esempio di validazione del codice SSAP e un esempio di comparazione dei risultati del codice CDDWin disponibili al seguente link di accesso pubblico:

<http://www.stsweb.it/downloads/Validazione/Validazione%20CDD.pdf>

**Si ringrazia S.T.S. s.r.l. per aver messo disposizione del pubblico il proprio documento di validazione..**

Come per il documento di validazione del codice CDDWIN, si considerano gli esempi presenti nel seguente lavoro: *“L’applicazione dei metodi dell’equilibrio limite nello studio dei pendii naturali e delle scarpate”*, autori **G. Barla, C. Corneri, M. Cravero e G. P. Giani** – Supplemento al BOLLETTINO, pubblicazione edita con autorizzazione del Tribunale di Torino, n. 1682 del 20 Novembre 1964 e cura dell’Associazione Mineraria Subalpina presso l’Istituto di Arte Mineraria – Politecnico di Torino.

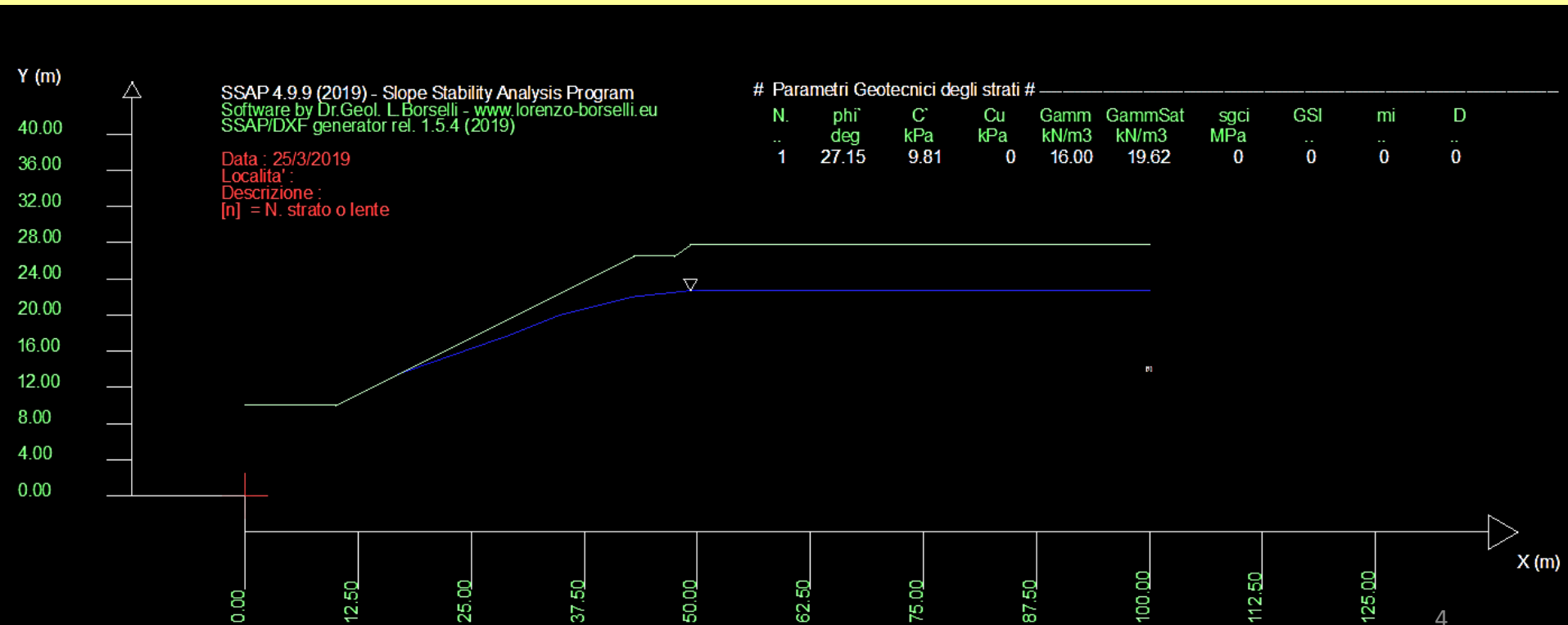
**Per tutti dettagli sulle caratteristiche del software SSAP si suggerisce di collegarsi ai seguenti documenti disponibili nel sito ufficiale di SSAP:**

- <https://www.ssap.eu/caratteristiche.html>
- <https://www.ssap.eu/manualessap2010.pdf> (manuale técnico software SSAP)
- [BORSELLI L. , GRECO. L, PETRI P.- 2018. SSAP2010 “Un passo Oltre”. Software di uso libero \(freeware\) per le verifiche di stabilità all’equilibrio limite \(LEM\) nei pendii naturali e artificiali, con metodi rigorosi e avanzati. Il GEOLOGO, No. 106, Nov. 2018. \(in italian\)](#)
- [Slope Stability Analysis Program - Programma di calcolo per l’analisi della stabilità dei pendii - SSAP2010](#). Invited Seminar. UNESCO Chair on the Prevention and Sustainable Management of Geo-Hydrological Hazards, University of Florence, Italy. 10-11-2016 (in italian)
- [La stabilità dei versanti secondo le NTC 2018:cenni teorici e algoritmi di applicazione con SSAP](#). IL RUOLO DELLA GEOINGEGNERIA NELLE NTC 2018 E NEGLI EUROCODICI: OPPORTUNITÀ DA COGLIERE. Politecnico di Milano 29 maggio 2018

## Esempio 1.1, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

Pendio omogeneo parzialmente in falda.

Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m<sup>3</sup>*), *lunghezze in m*).



## Esempio 1.1, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

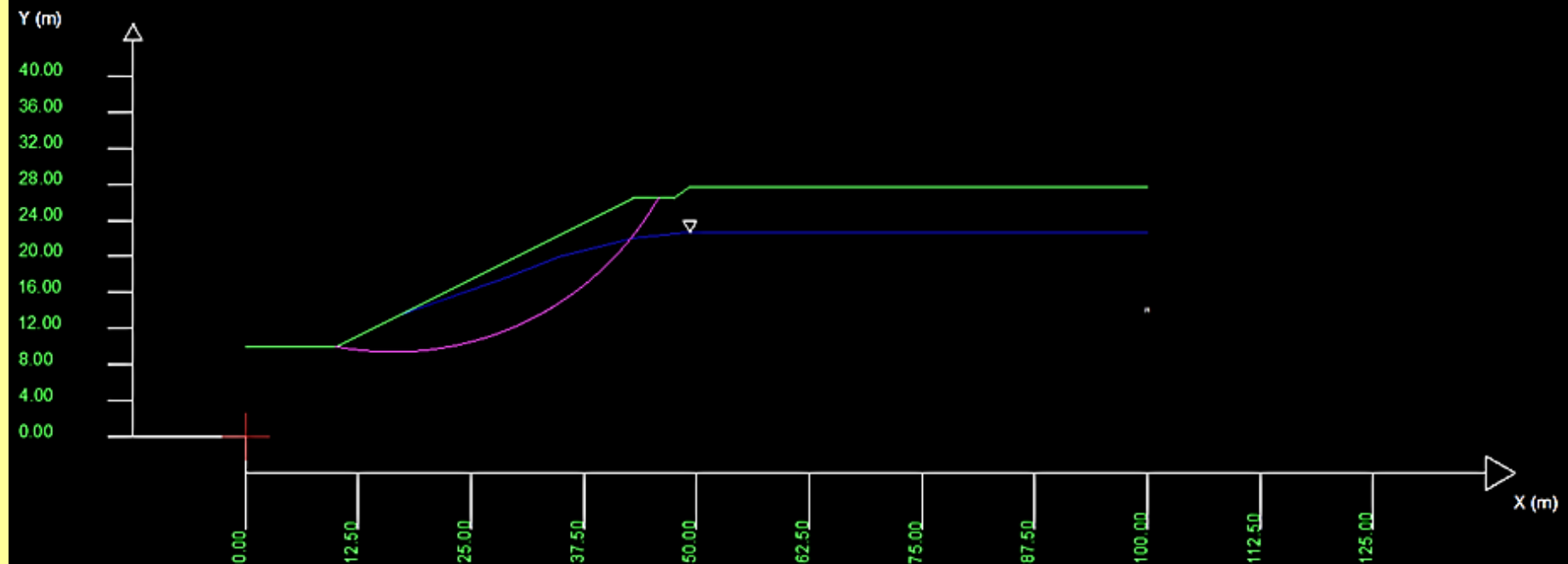
Superficie di riferimento: arco di cerchio (centro X=16.3m, Y=43.3m)  
passante per il punto P con coordinate X=10, Y=10.

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

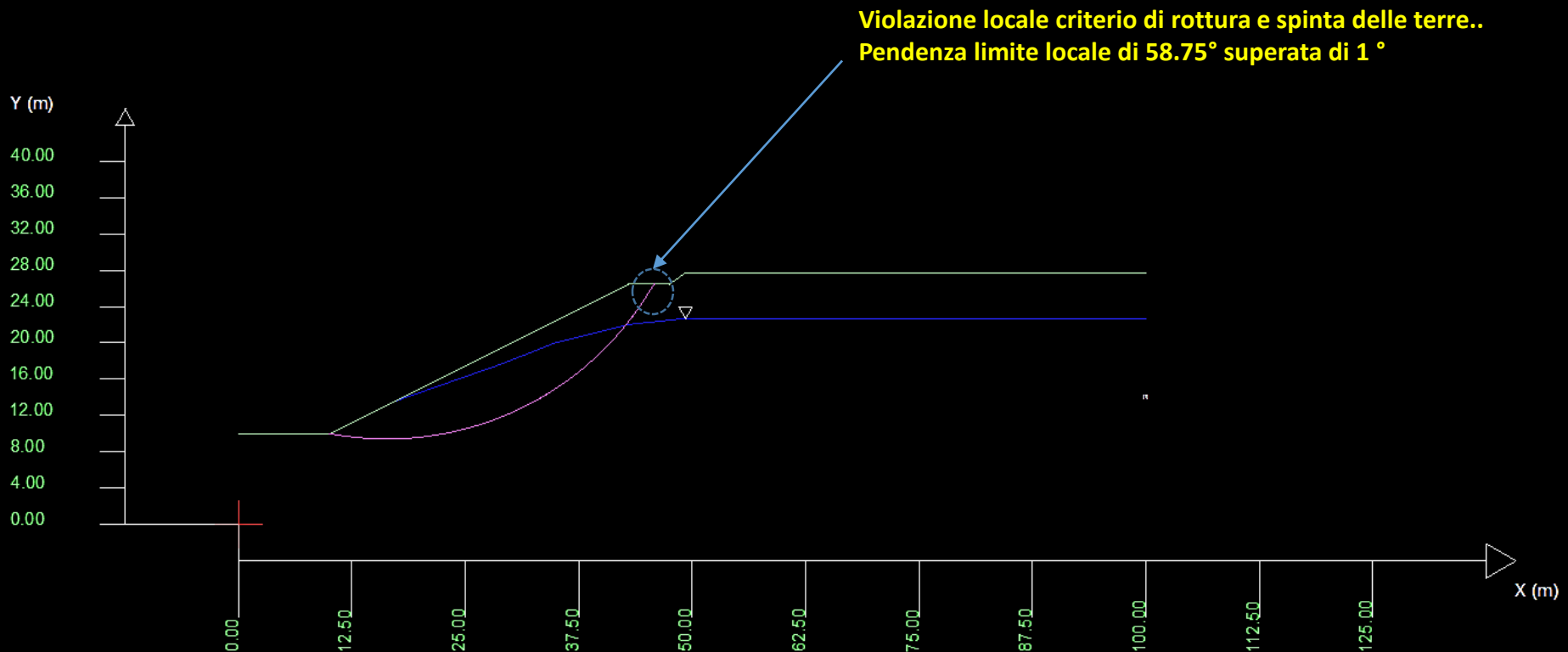
N.	phi deg	C kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	27.15	9.81	0	16.00	19.62	0	0	0	0



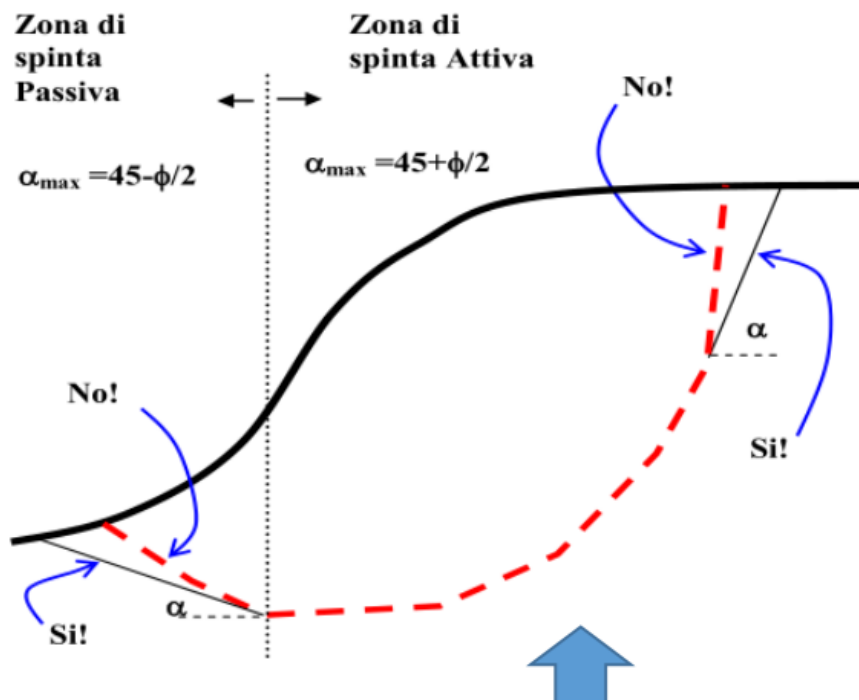
Data : 25/3/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	27.15	9.81	0	16.00	19.62	0	0	0	0



Tuttavia La superficie circolare, ottenuta e calcolata da Barla et al. 1964 e da CDDWin viola localmente il criterio di rottura di Mohor-Coulomb e spinta delle terre. La zona indicate , in testa al pendio ha localmente una pendenza superiore al limite Indicato da Ching e Fredlund (1983).. (vedasi pagine seguenti tratte da manuale SSAP pagine 409-413)



### Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices

R. K. H. CHING AND D. G. FREDLUND

Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada S7N 0W0

Received February 15, 1983

Accepted July 11, 1983

Several commonly encountered problems associated with the limit equilibrium methods of slices are discussed. These problems are primarily related to the assumptions used to render the inherently indeterminate analysis determinate. When these problems occur in the stability computations, unreasonable solutions are often obtained. It appears that problems occur mainly in situations where the assumption to render the analysis determinate seriously departs from realistic soil conditions. These problems should not, in general, discourage the use of the method of slices. Example problems are presented to illustrate these difficulties and suggestions are proposed to resolve these problems.

**Keywords:** slope stability, limit equilibrium, method of slices, factor of safety, side force function.

In: **CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.**

Le limitazioni teoriche nella forma delle superfici, dettate dalla teoria della spinta delle terre e da problemi computazionali di convergenza nel calcolo di  $F_s$  o di produzione di valori anomali come  $F_s < 0$  furono trattati in maniera estensiva e dimostrati da CHING & FREDLUND (1983).

001



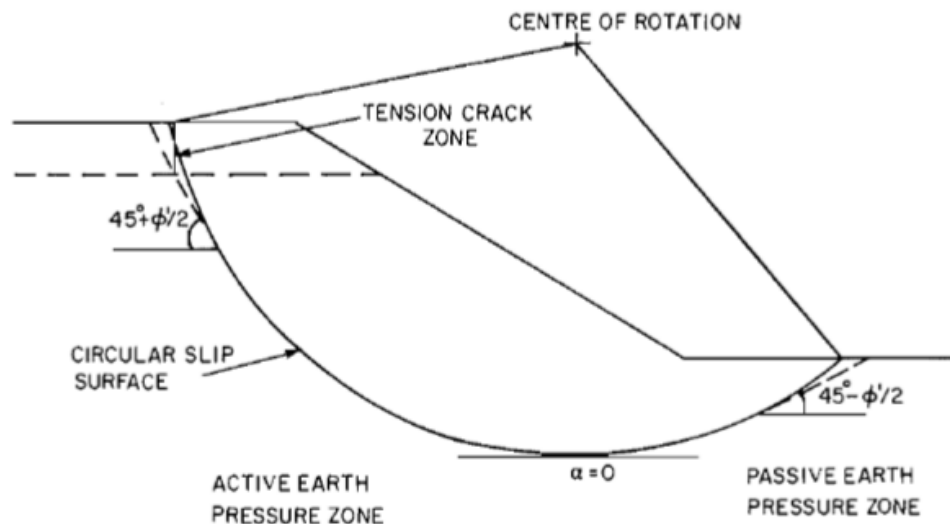


FIG. 4. Soil slope divided into active and passive earth pressure zones.

In applying the earth pressure theory, the soil slope is divided into two regions, namely, an active earth pressure zone in which the lateral earth pressure decreases due to lateral displacement and a passive earth pressure zone in which the lateral earth pressure increases due to lateral displacement of the soil mass (Fig. 4). In the active zone, the soil mass moves downward which in effect releases the lateral earth pressure, whereas in the passive pressure zone, the soil mass is pushed by the movement of the active soil wedge. The inclination of the slip surface in the passive zone of the sliding mass should be limited to the maximum obliquity for the passive state:

$$[9] \quad \alpha = \phi' / 2 - 45^\circ$$

Likewise, it is suggested that the inclination of the slip surface in the active zone should not exceed the value obtained from the following equation:

$$[10] \quad \alpha = \phi' / 2 + 45^\circ$$

da CHING & FREDLUND (1983) pag 664

CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.

## NOTE SU SSAP

*Successivamente alla generazione di una superficie, prima di effettuare il calcolo del relativo valore di  $F_s$ , è necessario effettuare una serie di **controlli molto importanti**. Il più importante è quello di verificare che localmente la inclinazione dei segmenti non violi il criterio di rottura Mohr-Culomb e di spinta delle terre nelle zone dove prevalgono le spinte attive e le spinte passive (vedasi figure precedenti), Ching e Freduld (1983).*

*In pratica ogni inclinazione della superficie di scivolamento deve essere compresa tra i due valori limite indicati nella figura precedente. I valori limite delle inclinazioni dipendono dalle caratteristiche meccaniche del terreno/ammasso roccioso. In casi di marcata variabilità litologica/stratigrafica o in presenza di ammassi rocciosi fratturati, i valori degli angoli limite possono avere una forte variabilità entro il pendio. In questi casi fornire dei valori limite fissi agli angoli di inclinazione dei segmenti è una forte approssimazione.*

*Il programma SSAP2010 effettua quindi un **controllo stringente su ogni superficie, prima di effettuare i calcoli, e scarta quelle superfici che, anche solo localmente, violano gli angoli di inclinazione limite indicata da Ching e Freduld (1983)**. Le superfici vengono scartate perché considerate cinematicamente non possibili. Infatti in queste superfici potremmo avere valori di  $F_s$  anormalmente bassi, generalmente non realistici e, a volte,  $F_s < 0$  !!.*

***In SSAP 2010 il controllo viene fatto automaticamente** senza necessità di intervento dell'utente. Questo aspetto innovativo ha incrementato la affidabilità dei risultati e tiene in maniera definita conto della letteratura scientifica sull'argomento.*

Data : 25/3/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

### # Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	27.15	9.81	0	16.00	19.62	0	0	0	0

**Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)**



La superficie circolare quindi considerata ottenuta da Barla eT al (1964), che non conoscevano I risultati del lavoro di Ching e Fredlund (1983) ,e' quindi stata leggermente modificata nella parte di testa nella zona di uscita riducendo la pendenza con un tratto lineare in modo da non superare la pendenza limite di  $58.75^\circ$ , in accordo alla teoria di spinta delle terre, prima di effettuare la verifica in SSAP.

Tabella risultati CDDWin(pagina 6 documento validazione codice di calcolo S.T.S(2018))  
superficie circolare data da Barla et al. (1964), caratterizzata da con una leggera  
violazione della teoria di spinta delle terre in testa al pendio (secondo Ching e Fredlund  
1983).



	<i>Raggio</i>	<i>Bishop</i>	<i>Jambu</i>	<i>Bell</i>	<i>MP<sub>Fx=C</sub></i>	<i>MP<sub>Fx=sin</sub></i>	<i>MP<sub>Fx=sin/2</sub></i>
<i>Teorico</i>	33,891	1,035689	1,042031	1,035507	1,045487	1,045039	1,045056
<b><i>CDDWin</i></b>	33,9	1,0356	1,0423	1,0354	1,0454	1,0451	1,0450
<u><i>Scarto</i></u>	<i>0,02%</i>	<i>0,01%</i>	<i>0,02%</i>	<i>0,01%</i>	<i>0,01%</i>	<i>0,01%</i>	<i>0,01%</i>

ssap2010\_64bit

#### RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

```

METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda....MLD....Kc.....Esito.....Note...
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.0391 1.0000 0.0745 0.0000 Verificata [5]
SPENCER(1973)..... 1.0351 0.3631 0.0702 0.0000 Verificata [5]
SARMA_I(1973)..... 1.0341 0.4970 0.0690 0.0000 Verificata [5]
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.0356 0.4243 0.0697 0.0000 Verificata [5]
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.0360 0.2828 0.0710 0.0000 Verificata [5]
SARMA_II(1979)..... 1.0346 0.5766 0.0685 0.0000 Verificata [5]
BORSELLI(2016)..... 1.0355 0.2818 0.0697 0.0000 Verificata [5]

```

NOTE di Calcolo:-----

- [0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
- [1]--> Fs>50
- [2]--> Kc=0.0 per FS<1.0
- [3]--> Kc=0.0 per Fs>50
- [4]--> Calcolo Kc senza convergenza
- [5]--> Calcolo Kc non attivato



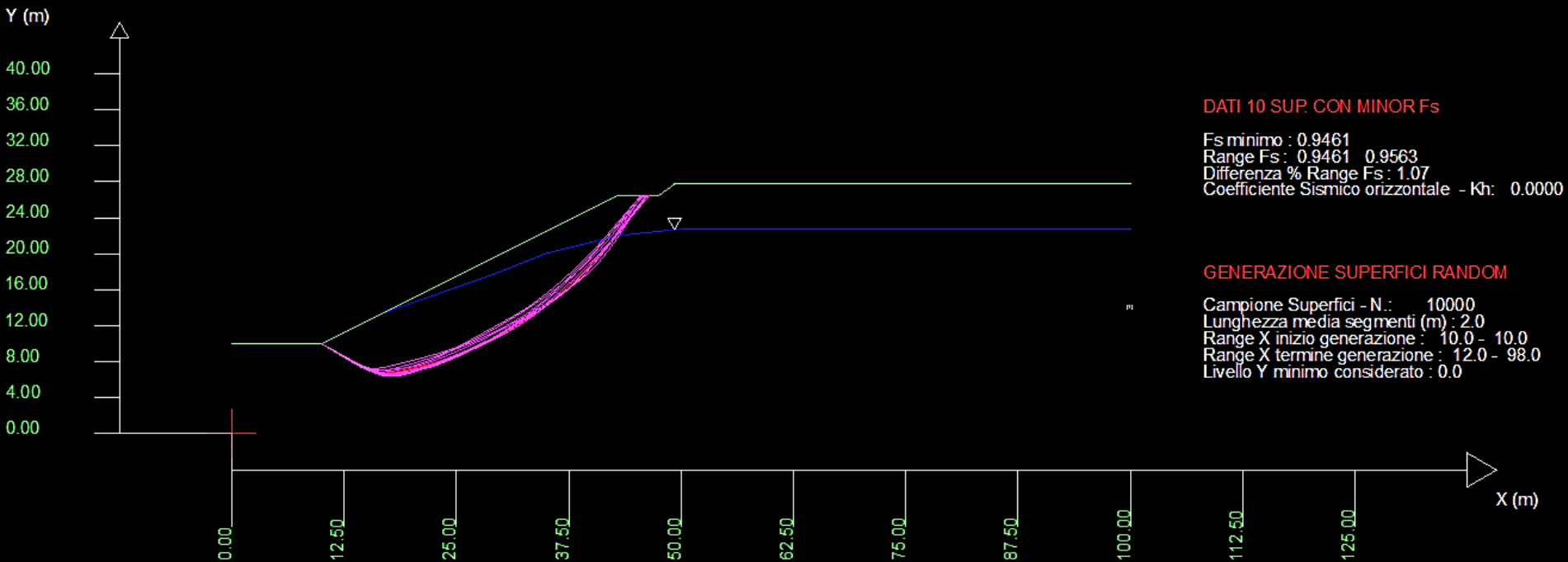
Tabella risultati comparativi  
SSAP2010 (rel. 4.9.9) sulla stessa  
superficie, con leggera modifica in  
testa, per non violare la teoria di  
spinta delle terre (secondo Ching e  
Fredlund (1983)).

Data : 25/3/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa				
1	27.15	9.81	0	16.00	19.62	0	0	0	0

Modello di calcolo : Morgenstem - Price (1965)



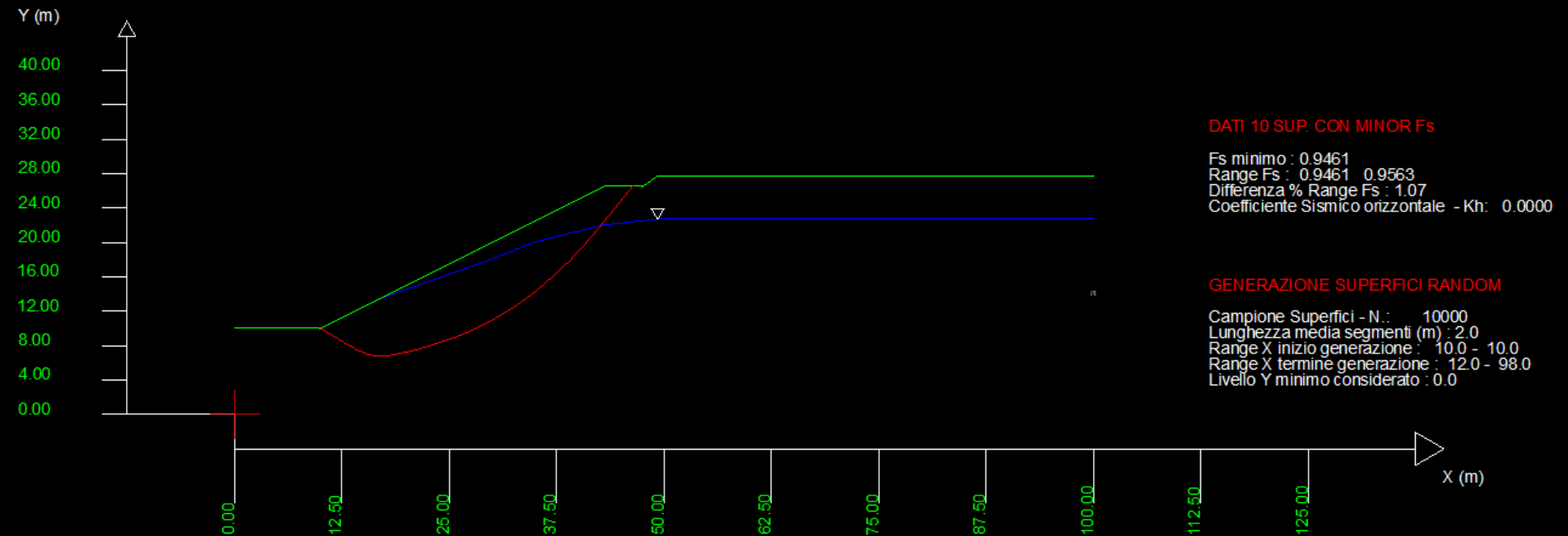
Comunque Con SSAP, eseguendo una ricerca di superfici di forma libera , passanti per il punto P (10,10), otteniamo questo risultato: **Fs minimo 0.946** . (nella figura le 10 superfici con Minor FS , su 10000 generate in totale con motore di ricerca CONVEX RANDOM SEARCH).

Data : 25/3/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	27.15	9.81	0	16.00	19.62	0	0	0	0

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

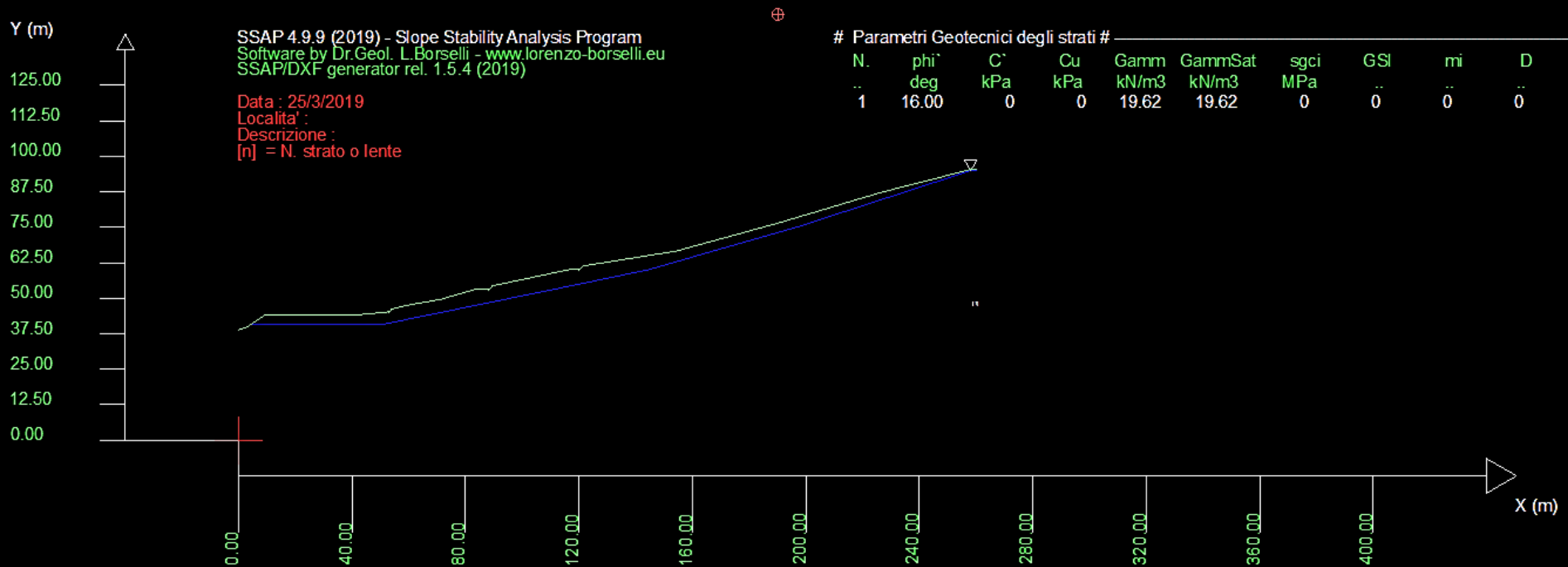


**Si noti che La superficie con Fs minimo 0.946 non e' circolare..**

## Esempio 1.2, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

Pendio parzialmente in falda.

Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m<sup>3</sup>*), *lunghezze in m*).



N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	16.00	0	0	19.62	19.62	0	0	0	0

Data : 25/3/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

Y (m)

125.00  
112.50  
100.00  
87.50  
75.00  
62.50  
50.00  
37.50  
25.00  
12.50  
0.00

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

ANALISI SUPERFICIE SINGOLA

<< Risultato analisi >>

Fs : 1.1143  
Coefficiente Sismico Orizzontale Kh: 0.0000  
Coefficiente Sismico Critico (Fs=1) : 0.00000  
Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00  
Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

X (m)

Coordinate Superficie di scivolamento poligonale considerata da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
X	0,00	1,60	9,00	17,60	56,00	87,00	119,00	132,40	153,6	190,00	226,00	258,00
Y	39,00	39,00	39,20	39,80	39,81	42,30	49,60	50,60	59,6	72,40	83,60	95,40

Si noti che in questo caso non si registrano anomalie e violazione del principio di spinta delle terre dovuto a eccesso di pendenza locale della sup di scivolamento considerata...



Tabella con Risultati forniti da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)(software CDDWin)

	<i>Jambu</i>	<i>Bell</i>	<i>MP<sub>Fx=C</sub></i>	<i>MP<sub>Fx=sin</sub></i>	<i>MP<sub>Fx=sin/2</sub></i>
<i>Teorico</i>	1,114885	1,117484	1,114668	1,116356	1,116241
<i>CDDWin</i>	1,1145	1,1174	1,1146	1,1163	1,1162
<i>Scarto</i>	0,03%	0,01%	0,01%	0,01%	0,00%

ssap2010\_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

```

METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda.....MLD.....Kc.....Esito.....Note...
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.1096 1.0000 0.0284 0.0000 Verificata [5]
SPENCER(1973)..... 1.1109 0.2031 0.0285 0.0000 Verificata [5]
SARMA_I(1973)..... 1.1108 0.8191 0.0285 0.0000 Verificata [5]
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.1143 0.2990 0.0287 0.0000 Verificata [5]
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.1146 0.0327 0.0289 0.0000 Verificata [5]
SARMA_II(1979)..... 1.1131 1.0000 0.0285 0.0000 Verificata [5]
BORSELLI(2016)..... 1.1142 0.2253 0.0287 0.0000 Verificata [5]

```

NOTE di Calcolo:-----

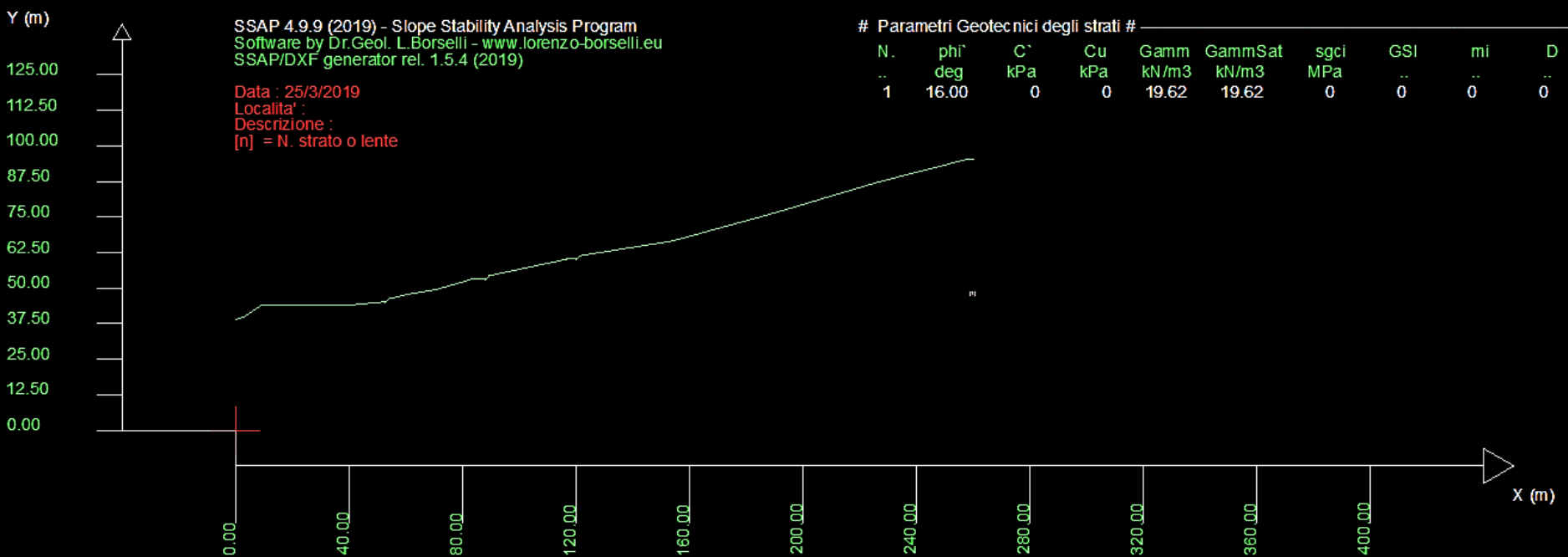
- [0]-->  $F_s < 1.0$  oppure non convergenza calcolo
- [1]-->  $F_s > 50$
- [2]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s < 1.0$
- [3]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s > 50$
- [4]--> Calcolo  $K_c$  senza convergenza
- [5]--> Calcolo  $K_c$  non attivato

← Tabella Risultati ottenuti con SSAP2010

## Esempio 1.3, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

Pendio senza falda.

Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m<sup>3</sup>*), *lunghezze in m*).



N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	16.00	0	0	19.62	19.62	0	0	0	0

Data : 25/3/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente



Coordinate Superficie di scivolamento poligonale considerata da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
X	0,00	1,60	9,00	17,60	56,00	87,00	119,00	132,40	153,6	190,00	226,00	258,00
Y	39,00	39,00	39,20	39,80	39,81	42,30	49,60	50,60	59,6	72,40	83,60	95,40

Si noti che in questo caso non si registrano anomalie e violazione del principio di spinta delle terre dovuto a eccesso di pendenza locale della sup di scivolamento considerata...

	<i>Jambu</i>	<i>Bell</i>	<i>MP<sub>Fx=C</sub></i>	<i>MP<sub>Fx=sin</sub></i>	<i>MP<sub>Fx=sin/2</sub></i>
<i>Teorico</i>	1,417374	1,420213	1,416513	1,418792	1,418632
<i>CDDWin</i>	1,4171	1,42	1,4164	1,4187	1,4185
<i>Scarto</i>	0,02%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%

ssap2010\_64bit

#### RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO.....	Fs.....	lambda.....	MLD.....	Kc.....	Esito.....	Note.....
JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.4168	1.0000	0.0292	0.0000	Verificata	[5]
SPENCER(1973).....	1.4191	1.2500	0.0293	0.0000	Verificata	[5]
SARMA_I(1973).....	1.4191	1.0000	0.0293	0.0000	Verificata	[5]
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.4191	1.2500	0.0293	0.0000	Verificata	[5]
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.4191	1.2500	0.0293	0.0000	Verificata	[5]
SARMA_II(1979).....	1.4178	1.0000	0.0290	0.0000	Verificata	[5]
BORSELLI(2016).....	1.4191	1.2500	0.0293	0.0000	Verificata	[5]

NOTE di Calcolo:-----

- [0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
- [1]--> Fs> 50
- [2]--> Kc=0.0 per FS<1.0
- [3]--> Kc=0.0 per Fs> 50
- [4]--> Calcolo Kc senza convergenza
- [5]--> Calcolo Kc non attivato

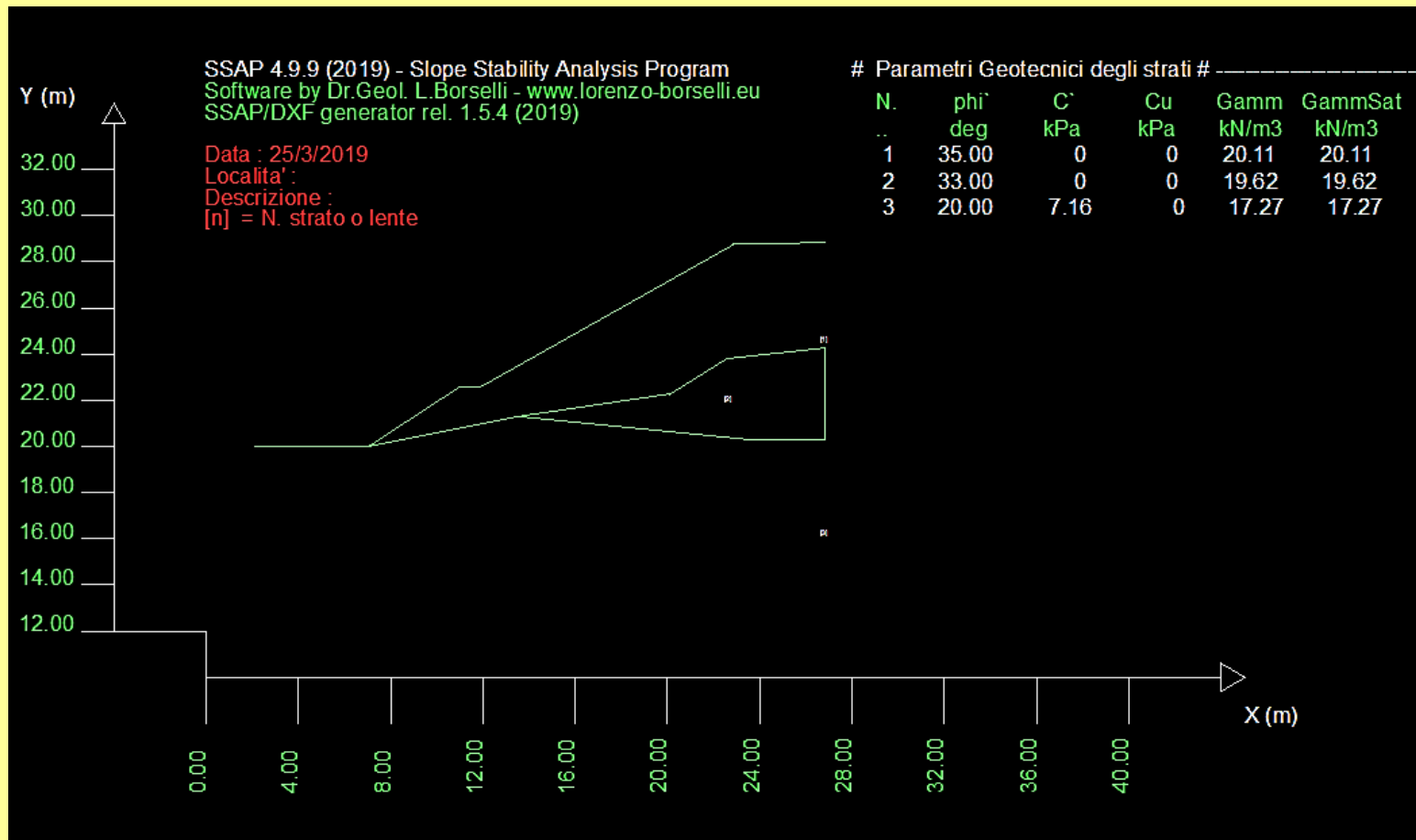


Tabella Risultati ottenuti con  
SSAP2010

## Esempio 1.4, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

Pendio multistrato non in falda.

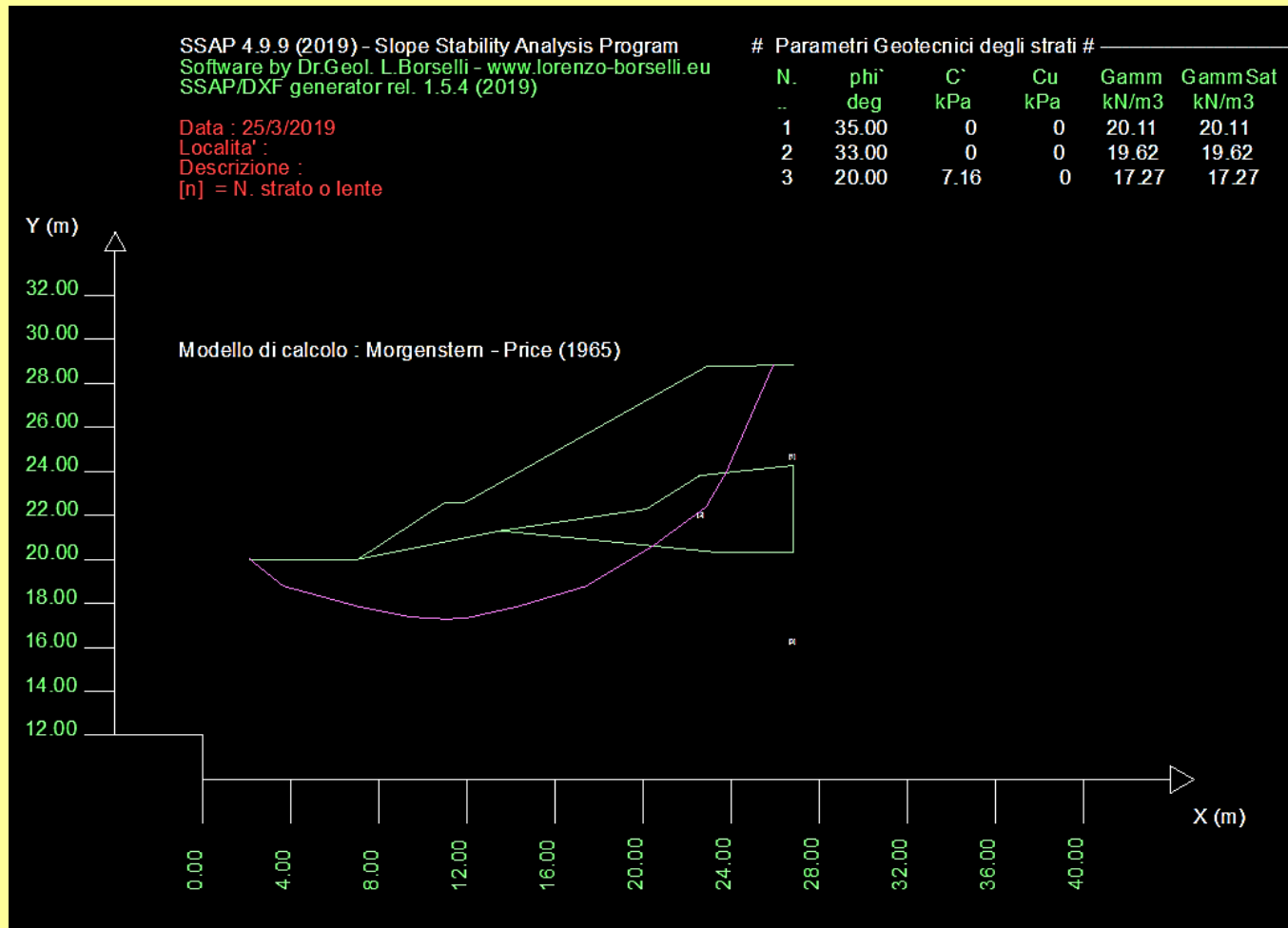
Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitari in kN/m<sup>3</sup>, lunghezze in m*). Le quote Y sono state translate verso l'alto di 20 m per tenere conto delle convenzioni geometriche utilizzate in SSAP (**no coordinate negative!**)



# Superficie di scivolamento poligonale considerata da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
X	2,1336	3,6576	7,0104	9,4488	10,9728	11,8872	14,3256	17,3736	20,4216	22,860	23,7744	25,908
Y	0,0000	-1,2192	-2,1336	-2,62128	-2,7100	-2,68224	-2,1336	-1,2192	0,6096	2,400	3,9624	8,8392

In ssap le coordinate Y sono translate verso l'alto di 20 m)



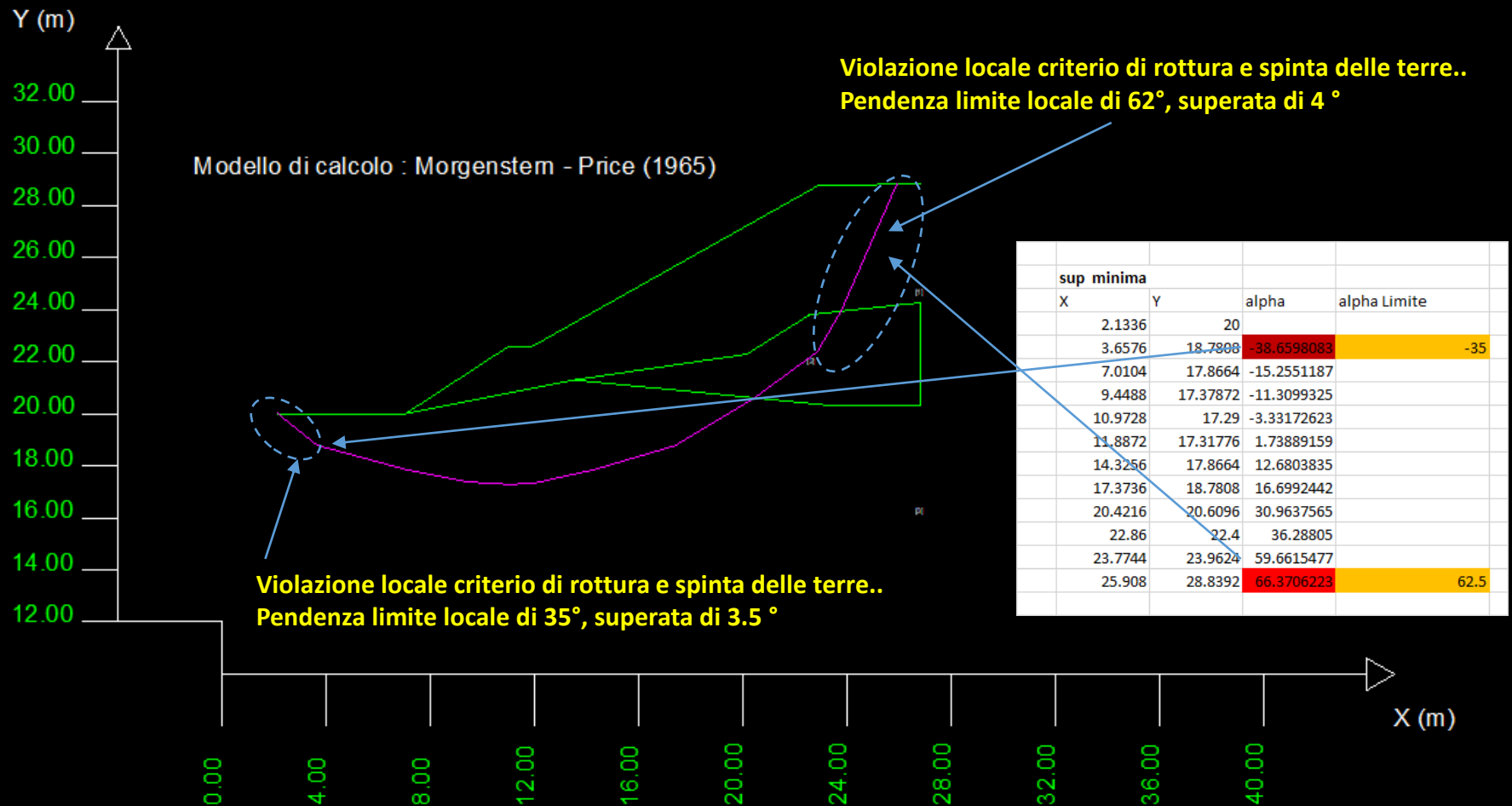
La superficie poligonale precedentemente indicata viola in due zone il principio di spinta delle terre e le pendenze limite indicate da Ching e Fredlund (1983)...

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3
1	35.00	0	0	20.11	20.11
2	33.00	0	0	19.62	19.62
3	20.00	7.16	0	17.27	17.27



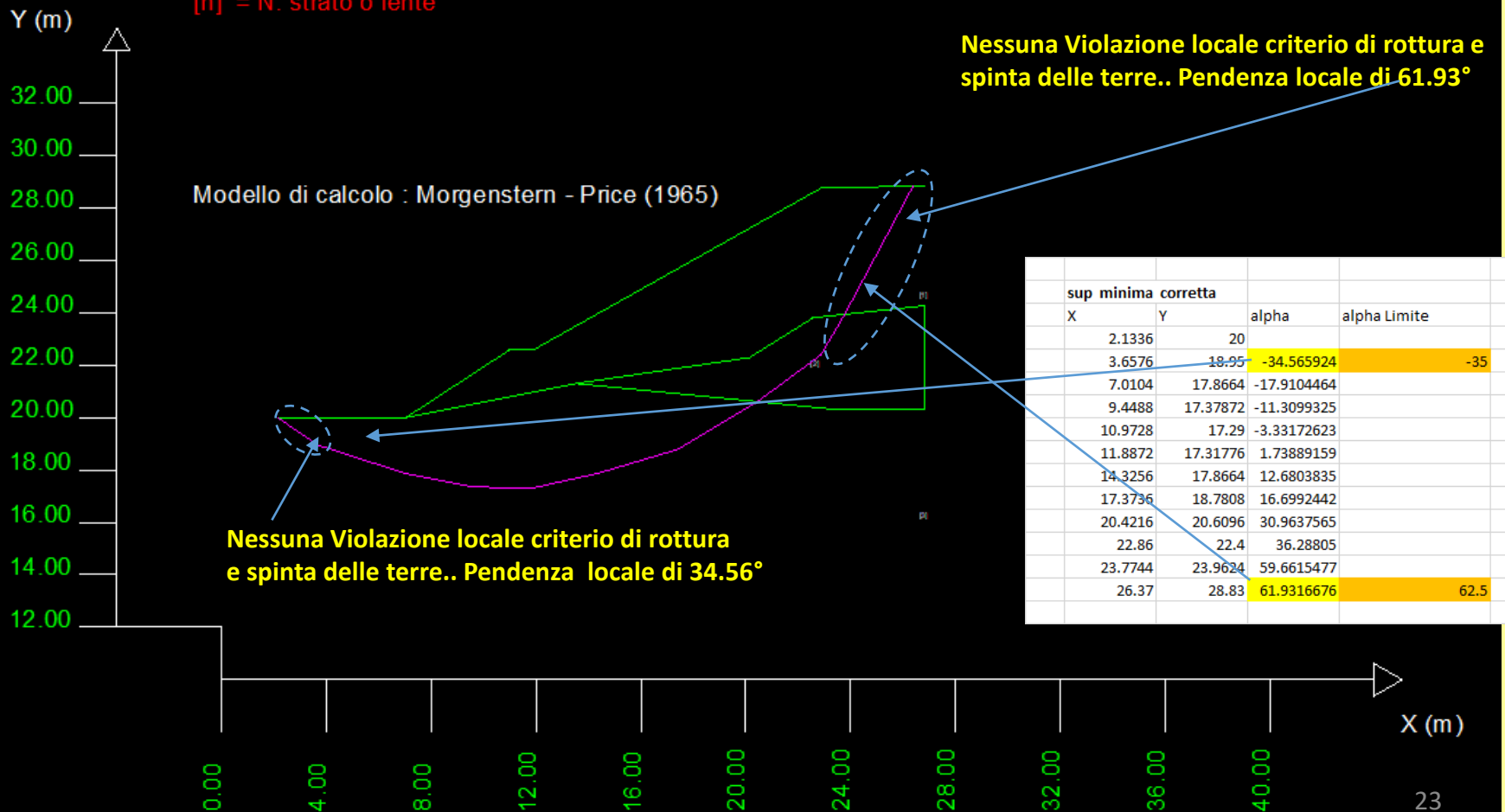
La superficie precedentemente indicata non puo' essere calcolata con le precedenti coordinate .  
 Per questa ragione viene imposta una leggera modifica alle pendenze di entrata (a valle) e di uscita (a monte) in modo da ottemperare correttamente al principio di spinta delle terre..(Ching e Fredlund(1983).

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi° deg	C° kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3
1	35.00	0	0	20.11	20.11
2	33.00	0	0	19.62	19.62
3	20.00	7.16	0	17.27	17.27





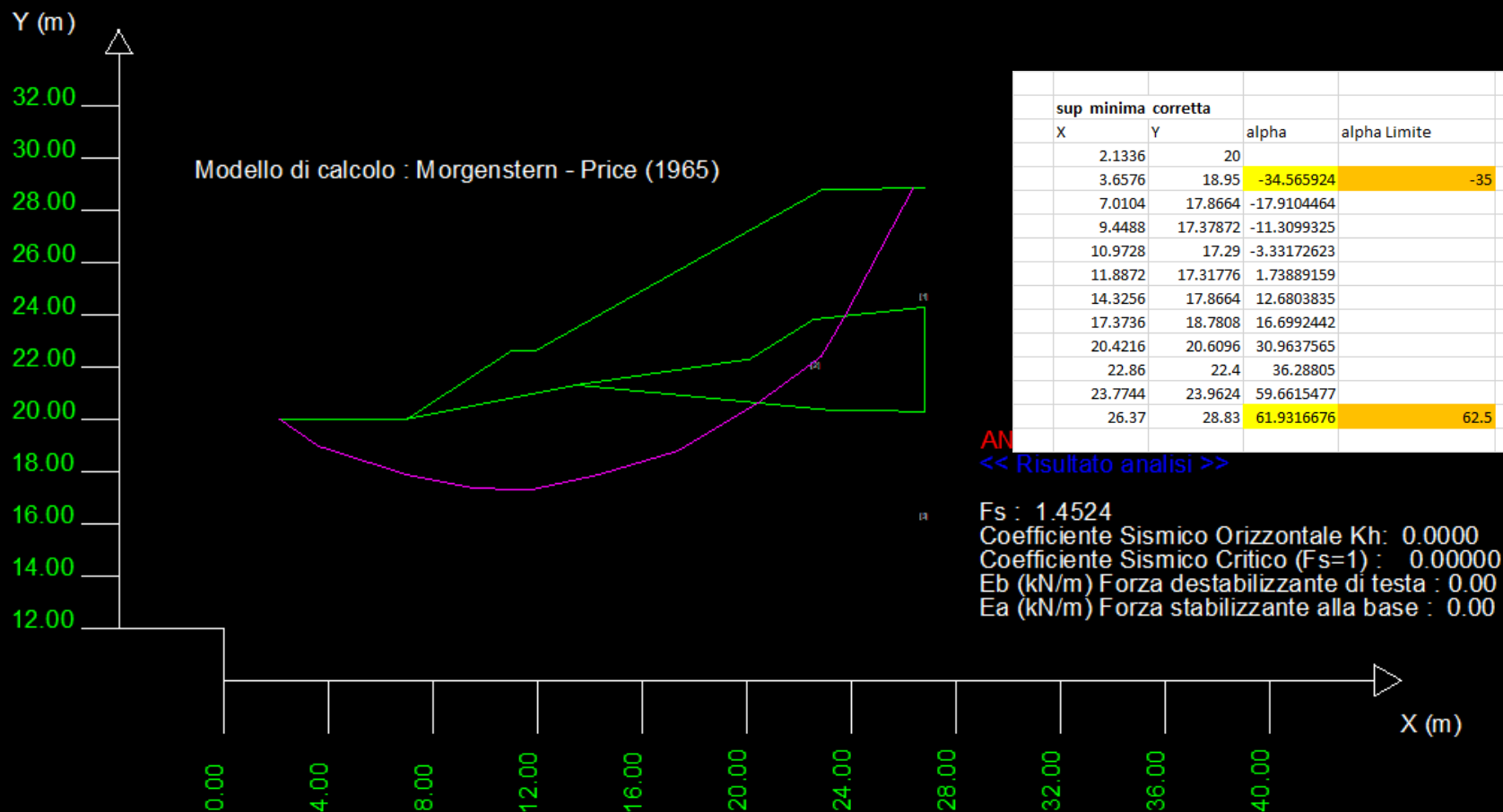
Risultati verifica su superficie poligonale minimamente corretta, **che non viola il principio di rottura per spinta delle terre**, secondo le indicazioni di Ching e Fredlund (1983).


SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi° deg	C° kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3
1	35.00	0	0	20.11	20.11
2	33.00	0	0	19.62	19.62
3	20.00	7.16	0	17.27	17.27



Risultati verifica su superficie poligonale riportata da Barla et al. (1964) e S.T.S (2018). **La superficie indicata viola il principio di rottura per spinta delle terre**, secondo le indicazioni di Ching e Fredlund (1983). 

	<i>Jambu</i>	<i>Bell</i>	<i>MP</i> $F_x=C$	<i>MP</i> $F_x=\sin$	<i>MP</i> $F_x=\sin/2$
<i>Teorico</i>	1,515433	1,465503	1,550710	1,545384	1,54508
<i>CDDWin</i>	1,5132	1,4851	1,538	1,5285	1,5303
<i>Scarto</i>	0,15%	1,32%	0,83%	1,10%	0,97%

ssap2010\_64bit

#### RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

```

METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda....MLD....Kc.....Esito.....Note..
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.4585 1.0000 0.1077 0.0000 Verificata [5]
SPENCER(1973)..... 1.4580 0.3190 0.1033 0.0000 Verificata [5]
SARMA_I(1973)..... 1.4544 0.7731 0.1017 0.0000 Verificata [5]
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.4524 0.4182 0.1006 0.0000 Verificata [5]
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.4529 0.3880 0.1009 0.0000 Verificata [5]
SARMA_II(1979)..... 1.4476 0.9646 0.0994 0.0000 Verificata [5]
BORSELLI(2016)..... 1.4529 0.2920 0.1010 0.0000 Verificata [5]

```

NOTE di Calcolo:-----

[0]-->  $F_s < 1.0$  oppure non convergenza calcolo


[1]-->  $F_s > 50$

[2]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s < 1.0$

[3]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s > 50$

[4]--> Calcolo  $K_c$  senza convergenza

[5]--> Calcolo  $K_c$  non attivato

 Tabella Risultati ottenuti con SSAP2010, **sulla superficie minimamente corretta, in modo da non violare il principio di rottura per spinta delle terre**, secondo le indicazioni di Ching e Fredlund (1983).

## Conclusioni - Parte 1

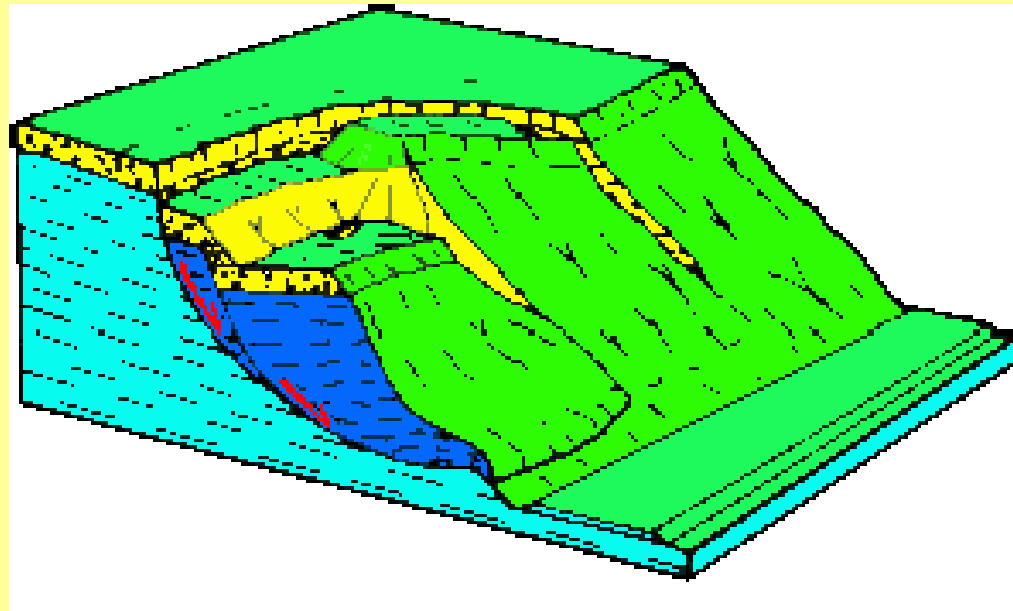
- **Gli esempi di riferimento utilizzati da Barla et al. (1964) effettuano, in 2 casi calcoli senza considerare le indicazioni dell'importante lavoro di Ching e Fredlund (1983).**
- Alcune delle superfici poligonali indicate non possono essere verificate con il set di coordinate XY fornite dai testi citati, dato che localmente possono violare il principio di rottura della teoria della spinta delle terre , causato da eccessi di pendenza locale della superfici di scivolamento considerate.
- **Le differenze riportate tra SSAP e gli altri risultati di calcolo ottenuti da Barla ET al. (1964) e da S.T.S(2018) per gli esempi 1,2 e 3, sono inferiori all'1%**
- **Nel caso dell'esempio 4 la differenza e' superiore al 10%, ma in questo caso essa e' principalmente dovuta al calcolo, in SSAP, su una superficie cinematicamente corretta e caratterizzata da una riduzione minima delle pendenze di entrata (a valle) e uscita (a monte) rispetto alla superfici poligonale originale.**
- Alcuni elementi di incertezza possono determinare altre piccole differenze. In particolare in Barla et al.(1964) la mancata indicazione della densita', o del peso unitario totale (gamma) , rispettivamente della porzione satura e della porzione insatura di uno stesso strato. **Questa indicazione si rende necessaria per considerare correttamente il peso unitario a diversi contenuti di acqua e a completa saturazione del terreno, affiche' il calcolo delle masse totali in gioco e delle pressioni efficaci sia il piu corretto possibile.**

## Riferimenti bibliografici – parte 1

- BARLA G., C. CORNERI, M. CRAVERO E G. P. GIANI. (1964) *“L’applicazione dei metodi dell’equilibrio limite nello studio dei pendii naturali e delle scarpate”*, Supplemento al *BOLLETTINO*, pubblicazione edita con autorizzazione del Tribunale di Torino, n. 1682 del 20 Novembre 1964 e cura dell’Associazione Mineraria Subalpina presso l’Istituto di Arte Mineraria – Politecnico di Torino.
- BORSELLI L. (2018). "SSAP 4.9.8 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 4.9.8 <https://www.ssap.eu/manualessap2010.pdf>. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.17674.31683>
- CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. *Can.Geotech. J.* 20 pp 661-672
- S.T.S. s.r.l. (2018). *Validazione codice di calcolo CDDWin*. <http://www.stsweb.it/downloads/Validazione/Validazione%20CDD.pdf> (ultimo accesso 25-03-2019)

# Parte 2

**In questo parte vengono presentati esempi di del codice SSAP mediante comparazione dei risultati di verifica tratti da riviste scientifiche internazionali di geotecnica:**



### Esempio tratto da Leshinsky and Ambauen (2015)

Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015). "Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems." *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001347.

#### **Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems**

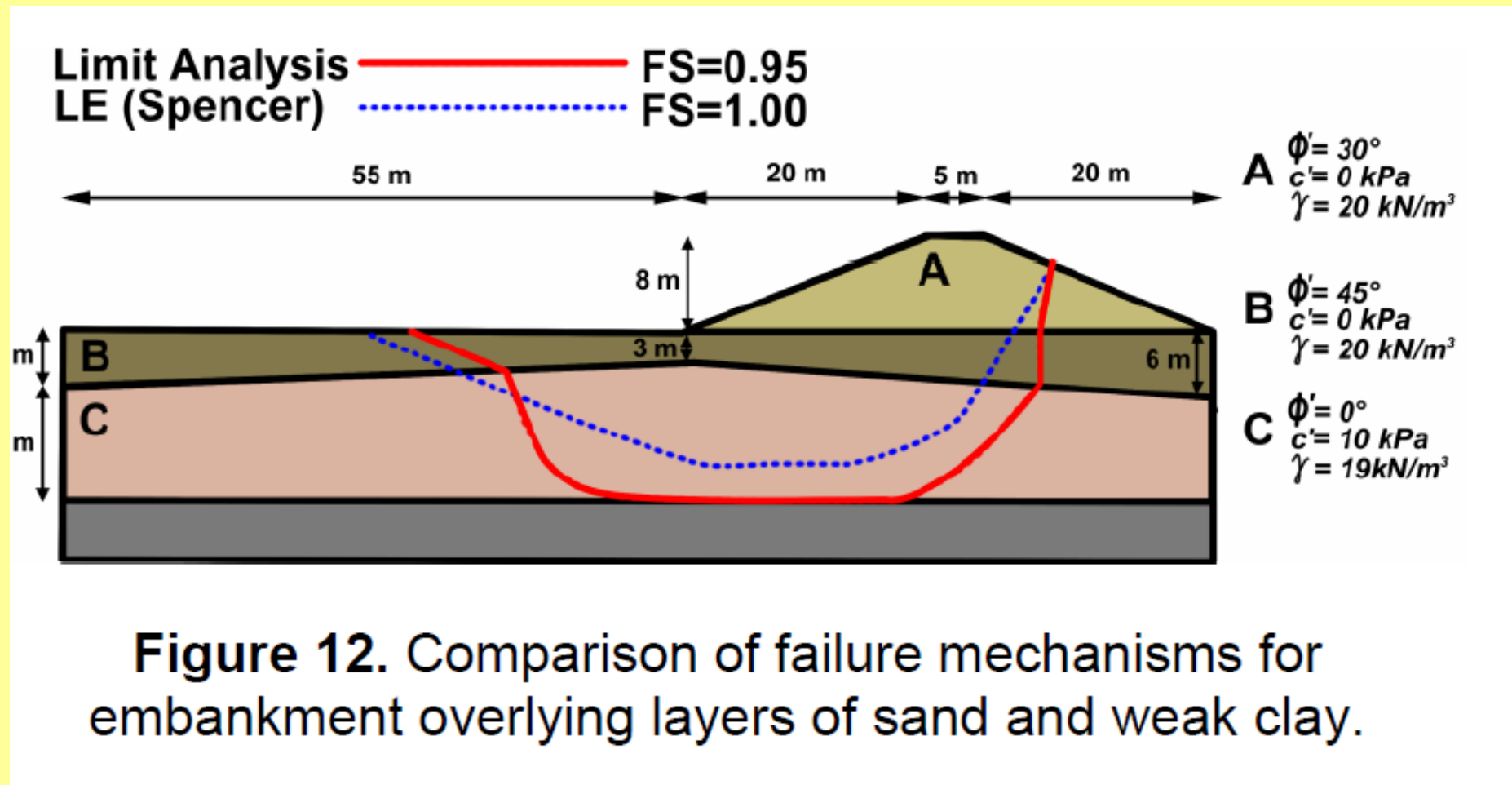
**Ben Leshchinsky<sup>a</sup> and Spencer Ambauen<sup>b</sup>**

<sup>a</sup>Assistant Professor, A.M.ASCE, Dept. of Forest Eng., Res. and Mgmt., Oregon State University, 280 Peavy Hall, Corvallis, OR 97331, ben.leshchinsky@oregonstate.edu, +15417378873 (Corresponding author)

<sup>b</sup>M.S., School of Construction and Civil Engineering, Oregon State University, 101 Kearney Hall, Corvallis, OR 97331

Gli autori presentano Molteplici esempi di pendii, con differente grado di complessita', con risultati ottenuti con due diversi tipi di modelli di calcolo (LEM e Analisi Limite), nonche offrono una accurate discussion dei risultati.

Esempio 2.1, (figura 12 Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

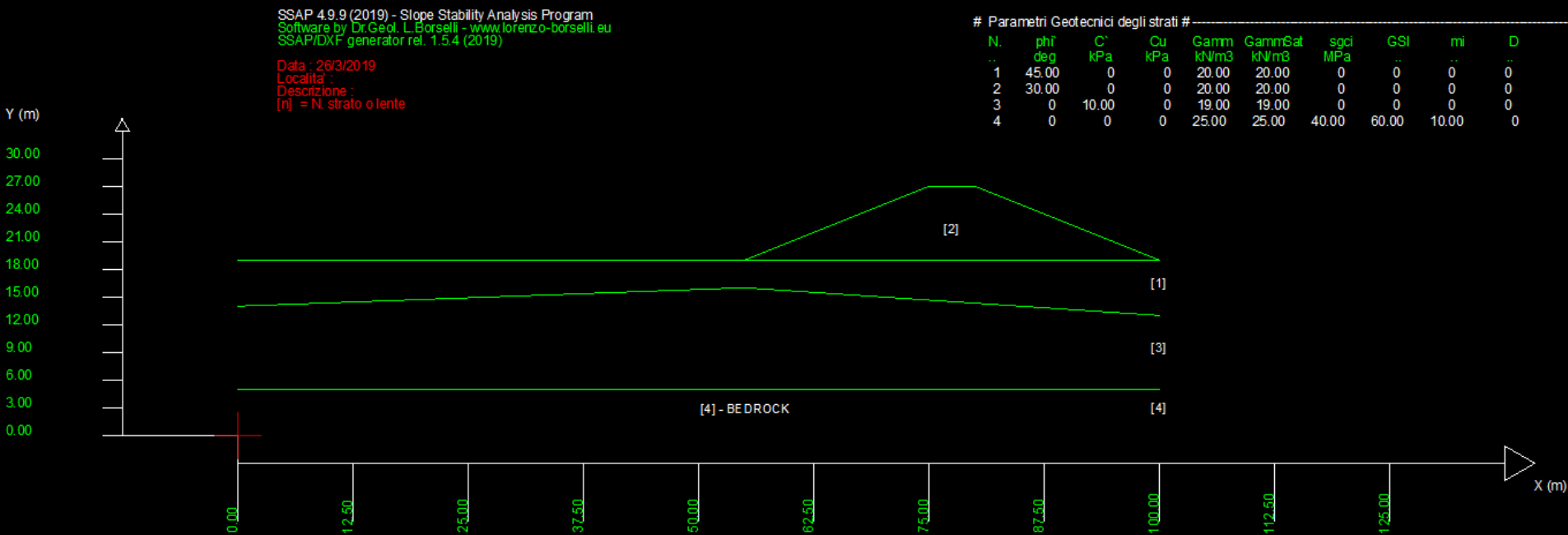


Rilevato di recente costruzione sopra strato di sabbie molto resistente poggiante su strato di argilla soffice. Le unità di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI), (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m<sup>3</sup>, lunghezze in m*).

La superficie critica di riferimento è quella di individuata con il método Spencer.

## Esempio 2.1, (Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

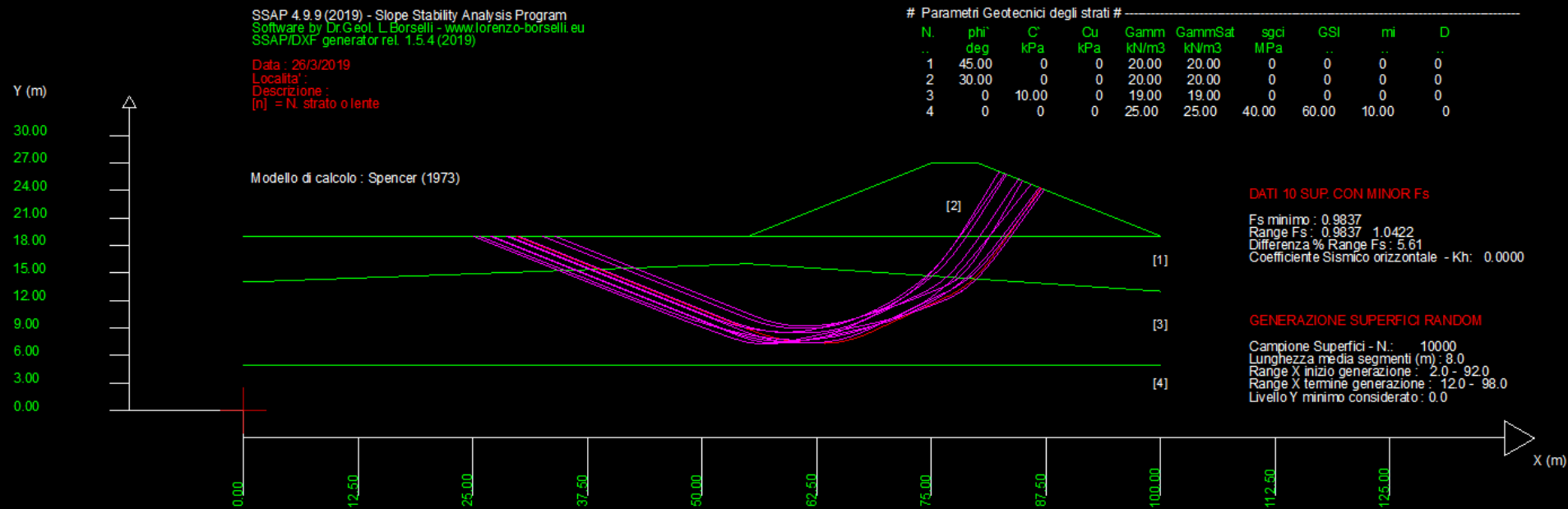
Modello del rilevato in SSAP, Il substrato Rigido (bedrock) e' inserito come strato 4  
Ammasso roccioso molto resistente.. Leshchinsky & Ambauen (2015) invece lo  
inseriscono semplicemente come un livello non attraversabile.





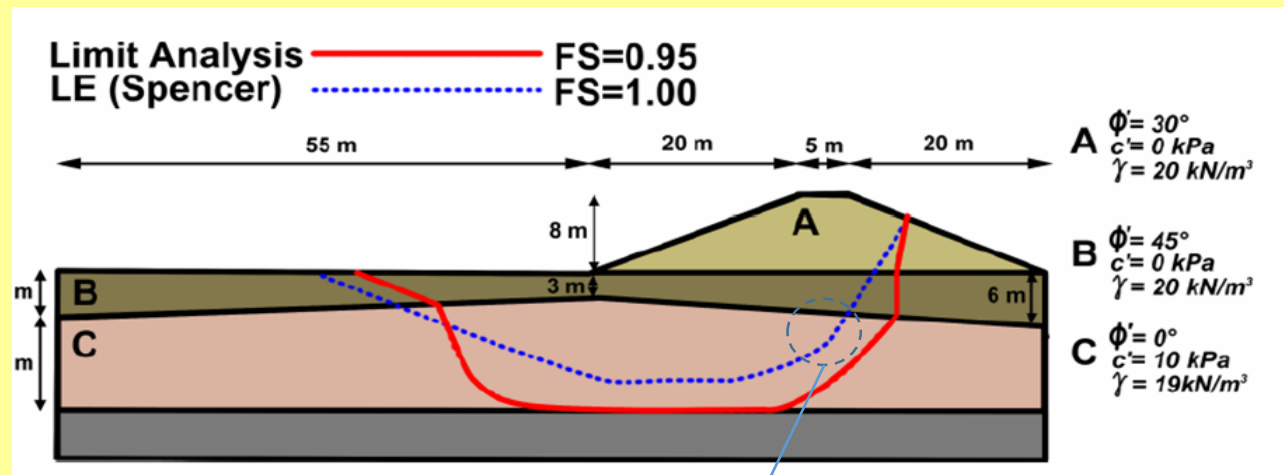
## Esempio 2.1, (Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

Risultato con SSAP – le 10 superfici con minor FS  
Motore di ricerca utilizzato: SNIFF RANDOM SEARCH  
Numero superfici generate 10000



## Esempio 2.1, ( Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

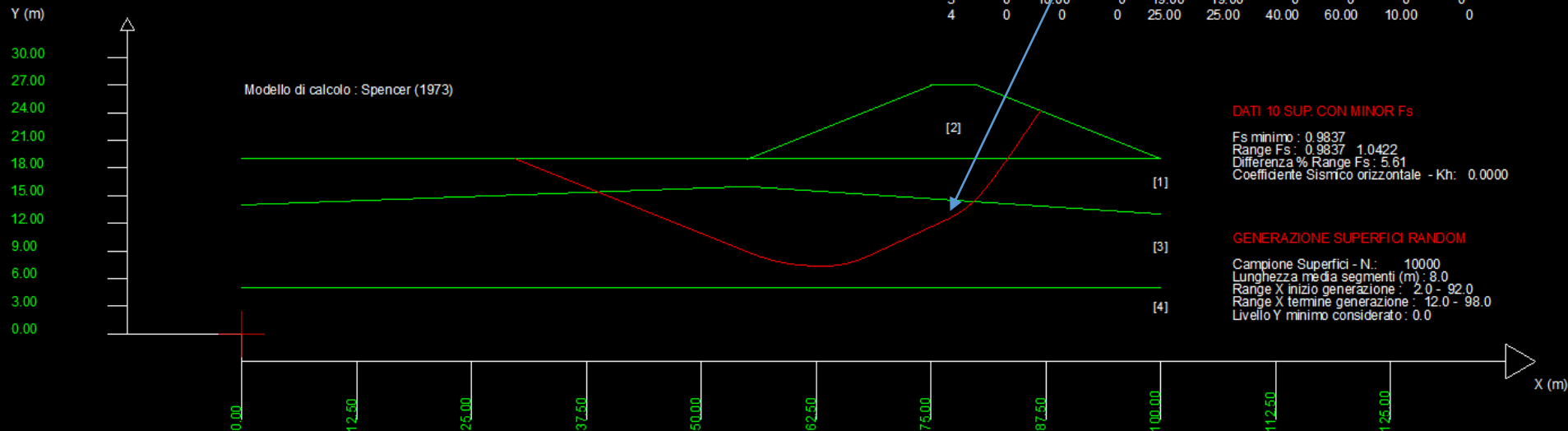
In corrispondenza del cerchio abbiamo una evidente violazione del criterio di rottura per spinta attiva. Essendo la pendenza locale nello strato 3 ( $>45^\circ$ ). SSAP invece genera solo superfici che non violano il principio di spinta delle terre. Eccetto questa variazione la superficie individuata rimane la sostanzialmente medesima così pure il valore di FS minimo..



SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/IDXF generator rel. 1.5.4 (2019)

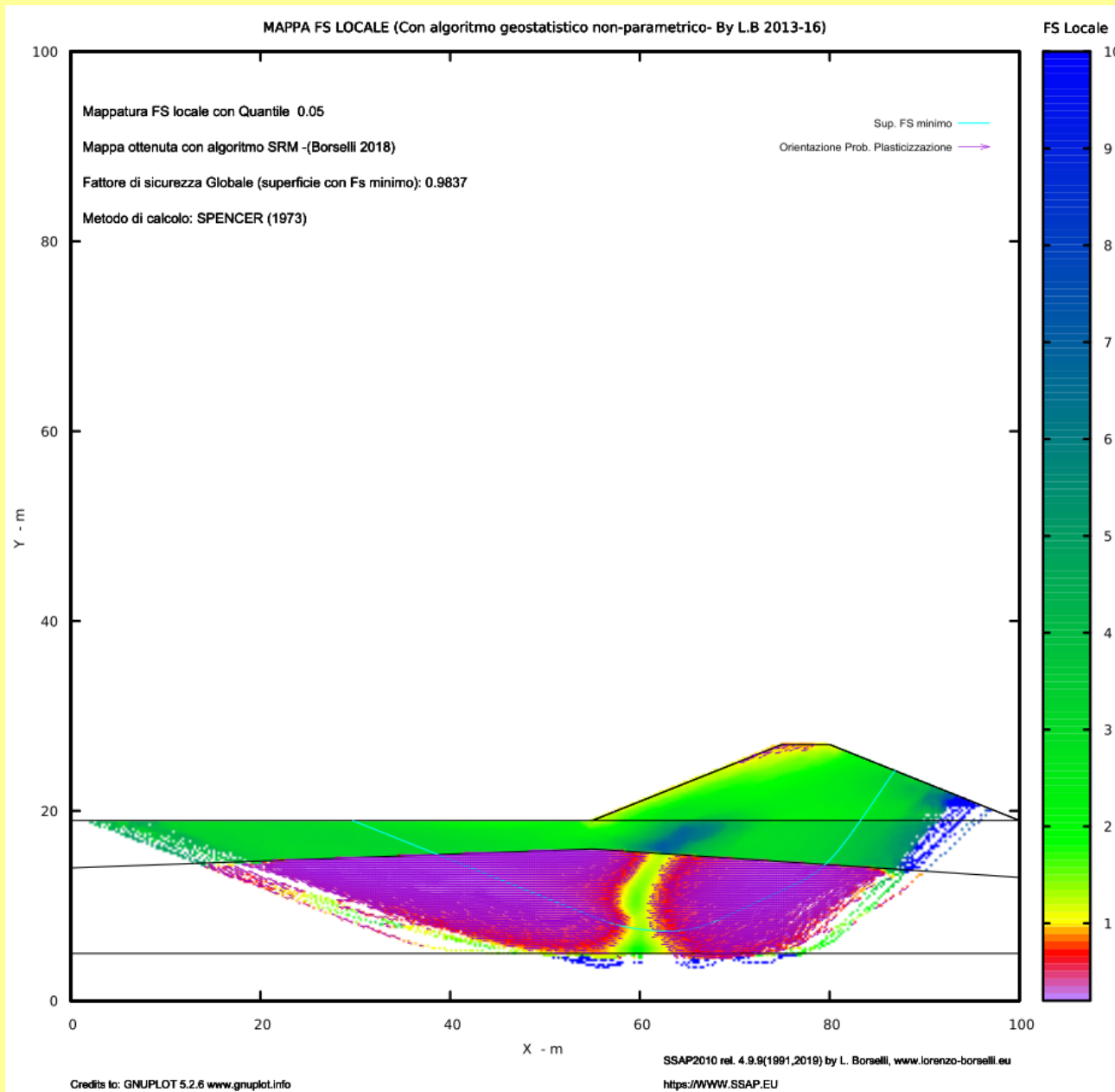
Data : 26/3/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

#	N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
		deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa			
1	1	45.00	0	0	20.00	20.00	0	0	0	0
2	2	30.00	0	0	20.00	20.00	0	0	0	0
3	3	0	10.00	0	19.00	19.00	0	0	0	0
4	4	0	0	0	25.00	25.00	40.00	60.00	10.00	0



Risultato con SSAP – superficie con FS MINIMO FS=0.9837

## Esempio 2.1, ( Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))



Mappa Fattore FS locale  
In SSAP

**Esempio di verifica molto complessa, presentata in Cheng et al. (2007)**



Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)



Computers and Geotechnics 34 (2007) 92–103

COMPUTERS  
AND  
GEOTECHNICS

[www.elsevier.com/locate/compgeo](http://www.elsevier.com/locate/compgeo)

Particle swarm optimization algorithm for the location  
of the critical non-circular failure surface  
in two-dimensional slope stability analysis

Y.M. Cheng <sup>a,\*</sup>, Liang Li <sup>a,b</sup>, Shi-chun Chi <sup>b</sup>, W.B. Wei <sup>a</sup>

<sup>a</sup> *Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong*

<sup>b</sup> *School of Civil and Hydraulic Engineering, Da Lian University of Technology, China*

Received 9 March 2006; received in revised form 6 October 2006; accepted 18 October 2006

Available online 27 December 2006

Gli autori presentano e testano un algoritmo di ottimizzazione multidimensionale al fine di individuare la superficie critica con minor FS.

Si considera il test di maggiore difficoltà tra quelli presentati: l'esempio di pendio 7

## Esempio 7 da Cheng et al. (2007)

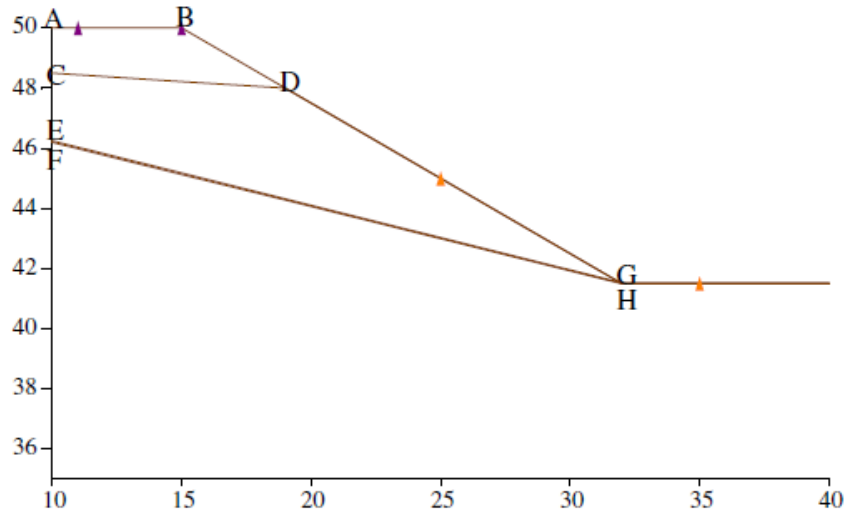


Fig. 19. The cross section of example 7, which has a very thin soft band.

Table 11  
Summary of coordinates for key points

Coordinates	A	B	C	D	E	F	G	H
x-Ordinate	10	15	10	19	10	10	31.9	32
y-Ordinate	50	50	48.5	48.0	46.25	46.2	41.55	41.5

Table 12  
Geotechnical parameters for example 7

Layer	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\phi$ (deg)
1	19.0	15.0	20.0
2	19.0	17.0	21.0
3	19.0	5.00	10.0
4	19.0	35.0	28.0

**Lo strato 3 con piu deboli caratteristiche  
ha uno spessore di meno di 3 cm !!**

Table 13

Minimum factors of safety for example 7 (Spencer method)

Different number of slices	Minimum factor of safety	NOF
PSO, number of slices = 15	1.2204	89,744
PSO, number of slices = 20	1.2193	119,563
PSO, number of slices = 30	1.1835	123,326
MPSO, number of slices = 15	1.1876	17,915
MPSO, number of slices = 20	1.2260	15,321
MPSO, number of slices = 30	1.2006	15,153

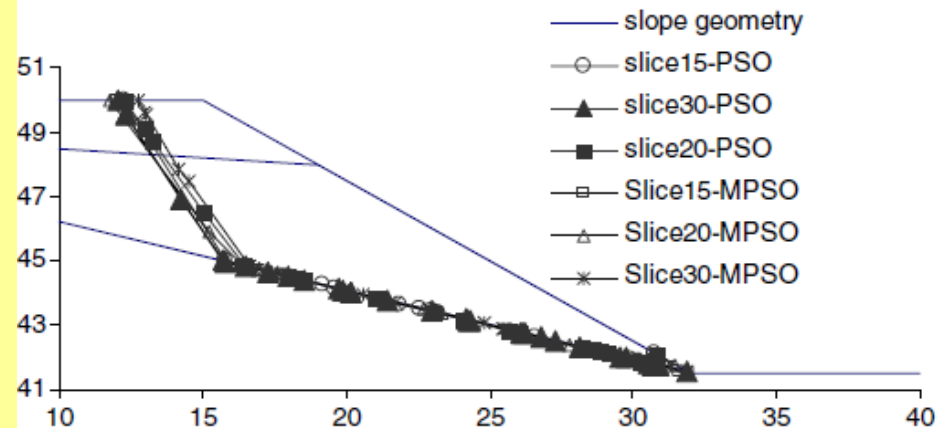


Fig. 20. Comparisons of critical slip surfaces for example 7.

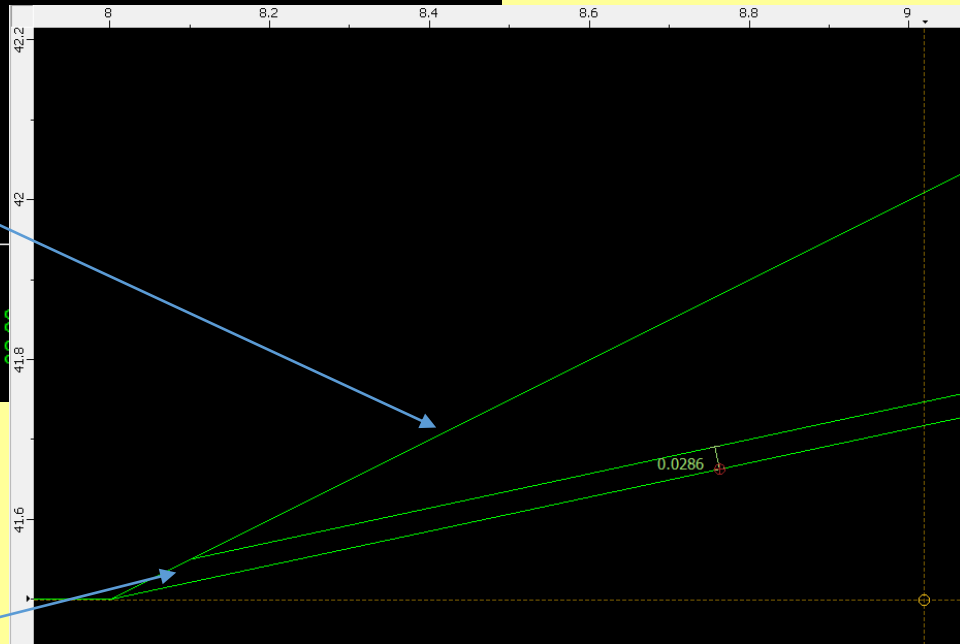
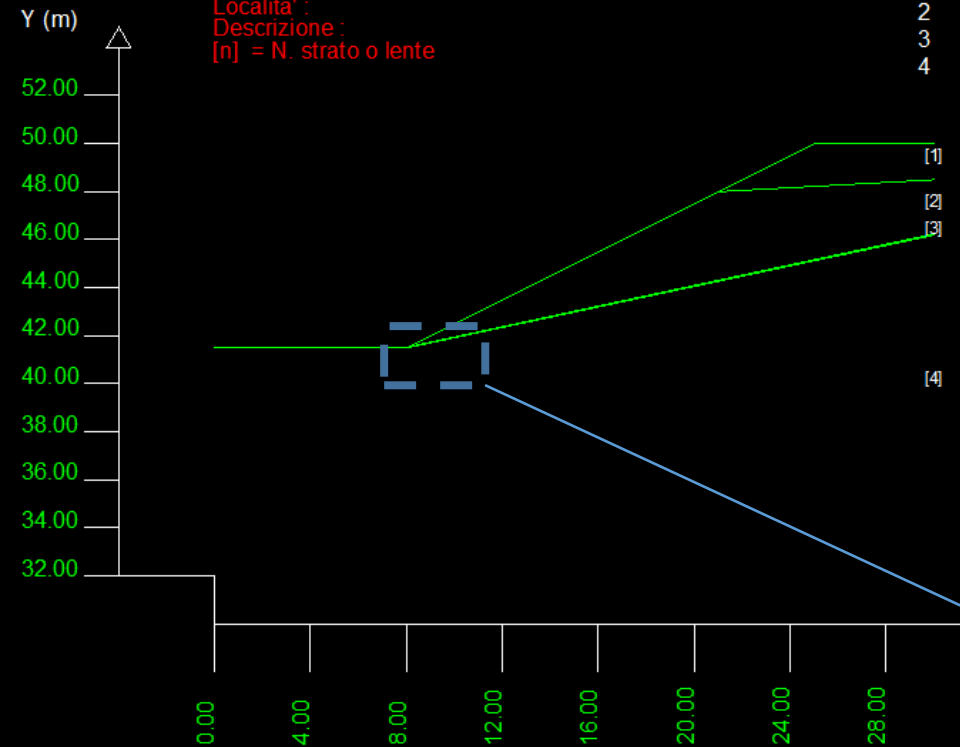
**E' un test che presenta notevoli difficoltà' per qualunque motore di ricerca ..**

## ESEMPIO 2.2

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 24/4/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

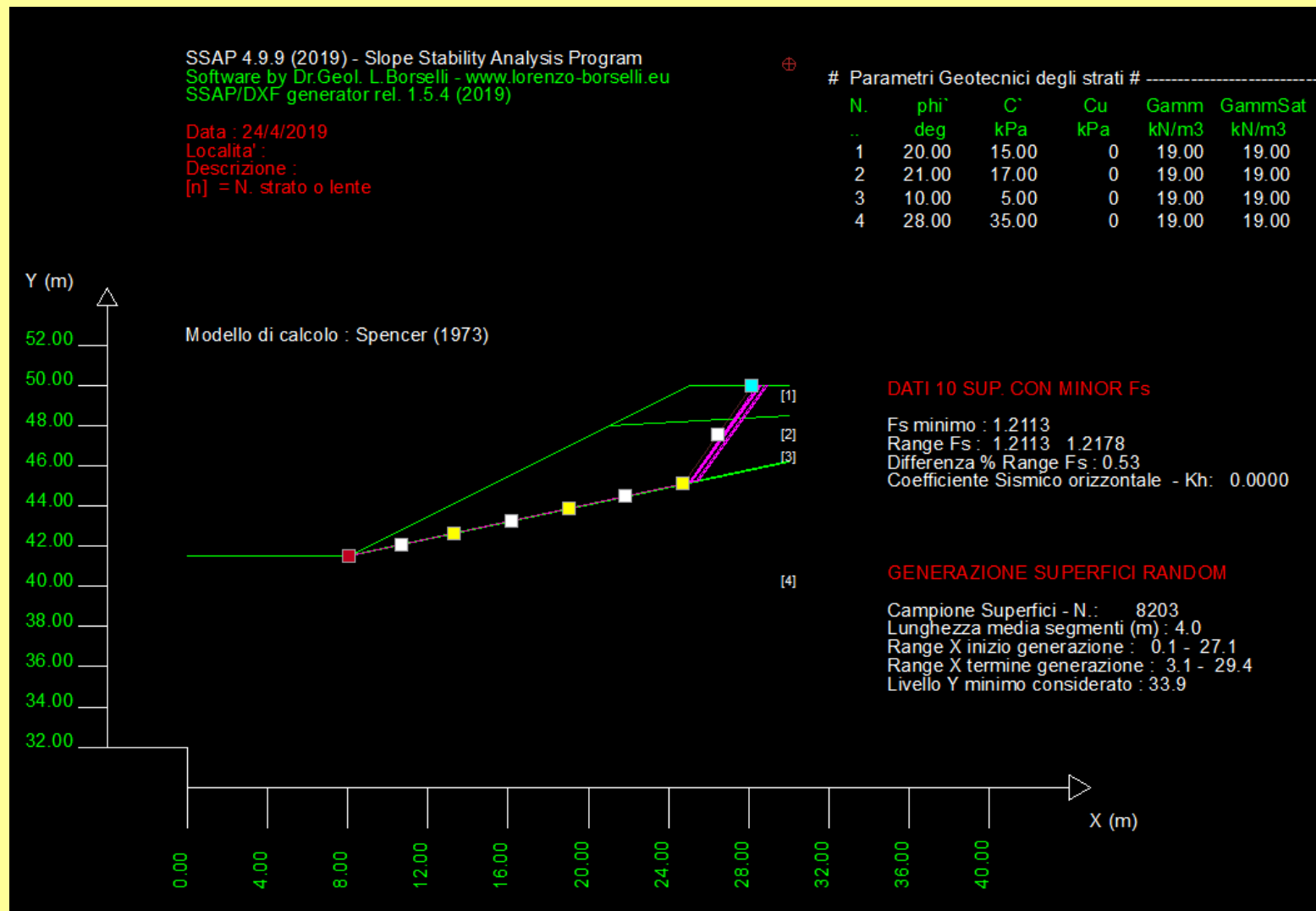
#	Parametri Geotecnici degli strati #				
N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3
1	20.00	15.00	0	19.00	19.00
2	21.00	17.00	0	19.00	19.00
3	10.00	5.00	0	19.00	19.00
4	28.00	35.00	0	19.00	19.00



Modello esempio 7 in SSAP 4.9.9.  
Lo strato sottile (strato 3)  
ha uno spessore di meno di 3 cm !!

Si noti che la orientazione del pendio originale e' invertita, date le convenzioni usate dal SSAP

## ESEMPIO 2.2



Modello esempio 7 in SSAP 4.9.9. ricerca effettuata con Motore SNIFF RANDOM SEARCH (modalita' per discontinuita' sottili). La superficie con FS minimo e' indicata con nodi quadrati colorati.

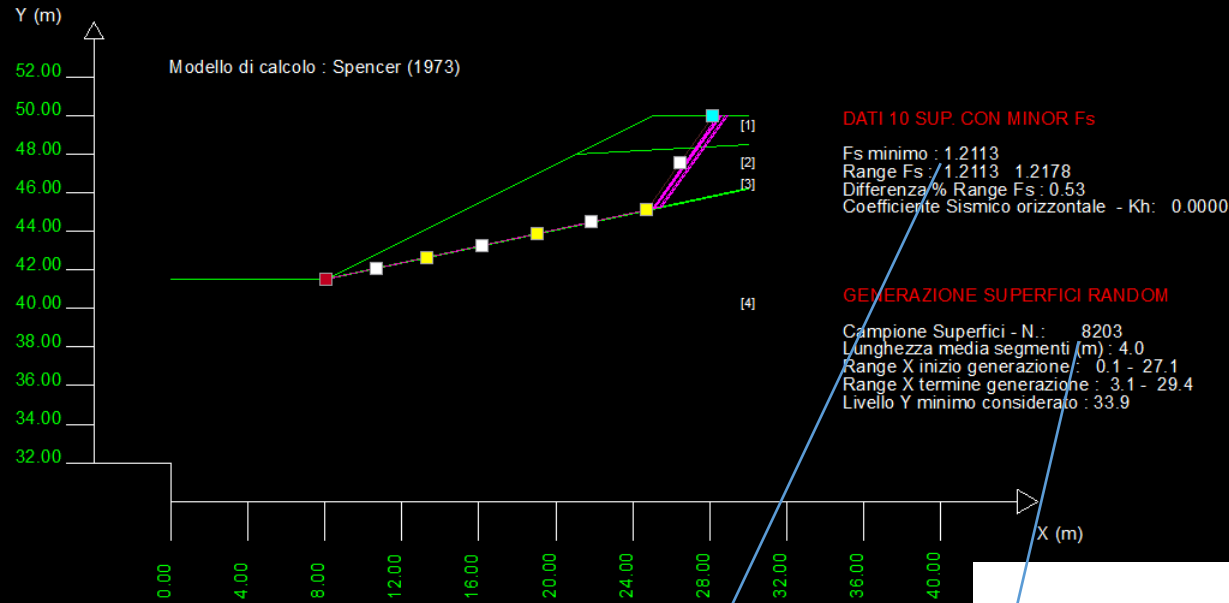
Con SSAP **valore di FS finale e' 1.211** (metodo Spencer) , dopo con generazione di 8200 superfici.

Cheng et al. (2007) trovano valori compresi tra 1.19 e 1.22 con approssimativamente una valutazione di 16000 superfici..

Si noti che la orientazione del pendio originale e' invertita date le convenzioni usate dal SSAP

Data : 24/4/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #					
N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat
deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	
1	20.00	15.00	0	19.00	19.00
2	21.00	17.00	0	19.00	19.00
3	10.00	5.00	0	19.00	19.00
4	28.00	35.00	0	19.00	19.00



## ESEMPIO 2.2

Si noti che la orientazione del pendio originale e' invertita date le convenzioni usate dal SSAP

Il motore SNIFF RANDOM SEARCH mostra la sua evidente potenzialita' anche in casi estremi di difficolta' prodotte da presenza di discontinuita' estremamente sottili.

## Esempio 7 risultati da Cheng et al. (2007)

Table 13  
 Minimum factors of safety for example 7 (Spencer method)

Different number of slices	Minimum factor of safety	NOF
PSO, number of slices = 15	1.2204	89,744
PSO, number of slices = 20	1.2193	119,563
PSO, number of slices = 30	1.1835	123,326
MPSO, number of slices = 15	1.1876	17,915
MPSO, number of slices = 20	1.2260	15,321
MPSO, number of slices = 30	1.2006	15,153

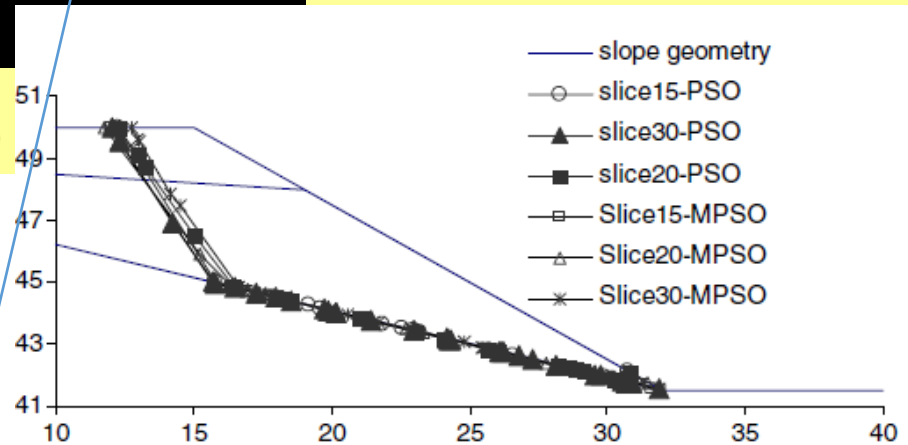


Fig. 20. Comparisons of critical slip surfaces for example 7.



Muro in terre rinforzate con geoblocchi e geogriglie (MSE WALL),  
da Han & Leshinsky (2004)

*17th ASCE Engineering Mechanics Conference  
June 13–16, 2004, University of Delaware, Newark, DE*

**EM2004**

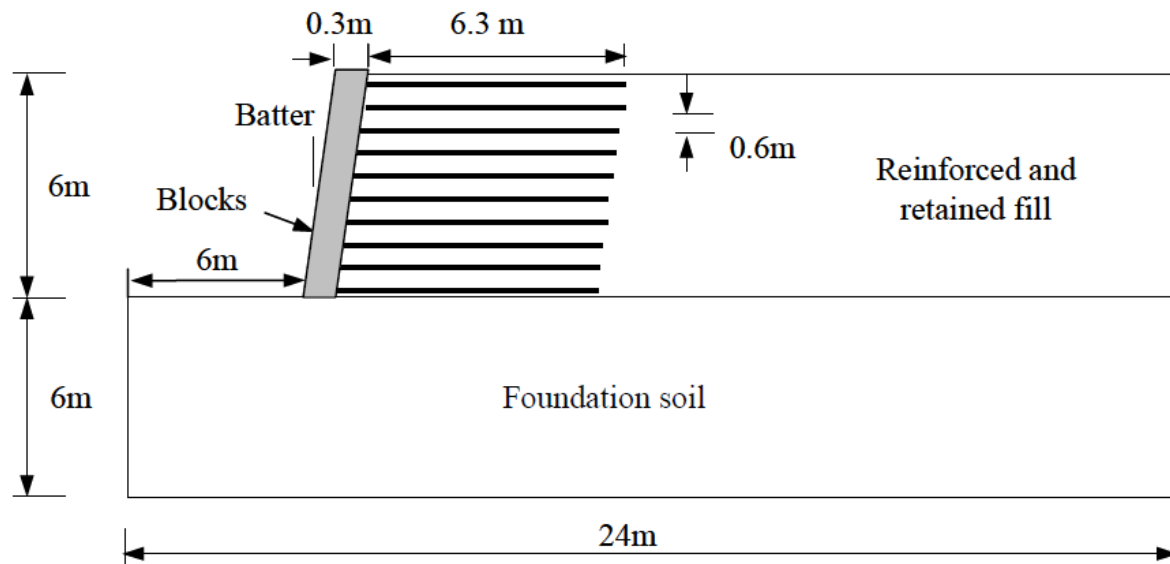
**LIMIT EQUILIBRIUM AND CONTINUUM MECHANICS-BASED  
NUMERICAL METHODS FOR ANALYZING STABILITY OF MSE WALLS**

Jie Han<sup>1</sup> (Member, ASCE) and Dov Leshchinsky<sup>2</sup> (Member, ASCE)

Il muro viene verificato con il metodo a equilibrio limite (LEM) con il software RESSA e con il software a elementi finiti (FEM), FLAC2D.

## ESEMPIO 2.3

### Esempio con muro esterno inclinato 70°



Han & Leshinsky (2004)

**Fig. 1. Model for limit equilibrium and numerical analyses**

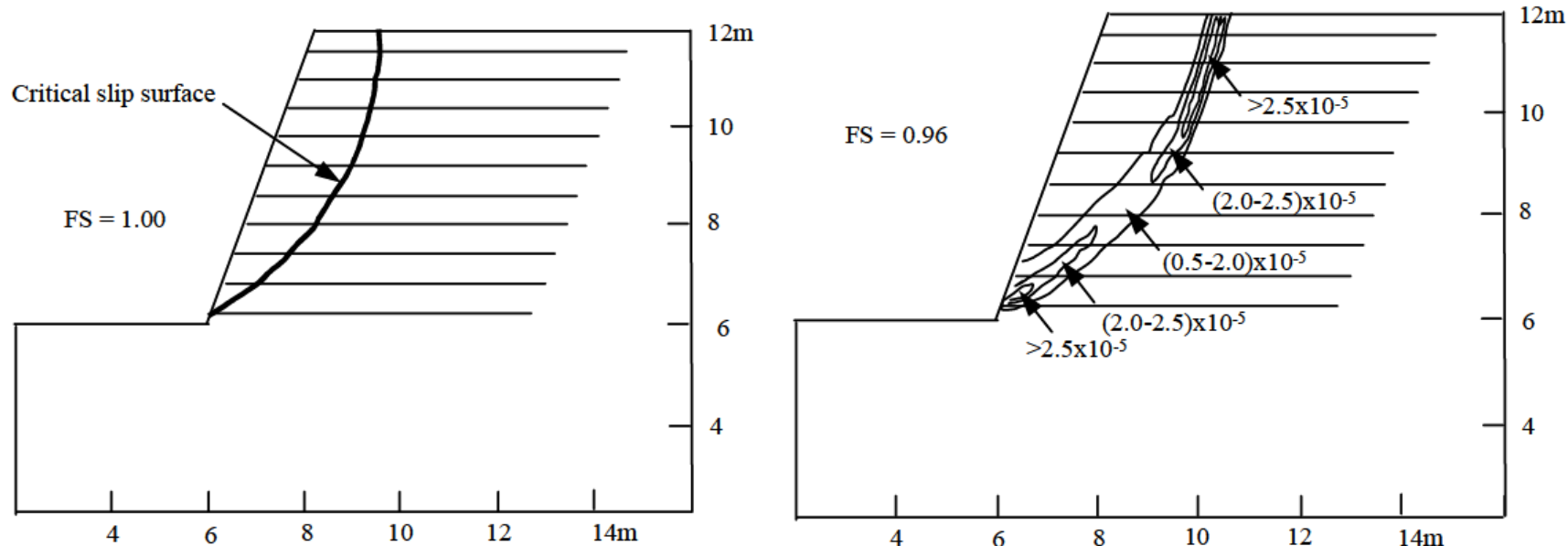
**TABLE 1. Material Properties Used in the Analyses**

Materials	Blocks	Reinforced and retaining fill	Foundation soil	Reinforcement
Properties	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , $c = 2.5 \text{ kPa}$ , $\phi = 34^\circ$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , $c = 0 \text{ kPa}$ , $\phi = 34^\circ$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , $c = 10 \text{ kPa}$ , $\phi = 34^\circ$	$T_a = 11.1 \text{ kN/m}$ (vertical wall) or $T_a = 6.2 \text{ kN/m}$ (20° batter), $C_i = 0.8$

$\gamma$  = unit weight,  $c$  = cohesion,  $\phi$  = friction angle,  $T_a$  = design tensile strength of reinforcement, and  $C_i$  = interaction coefficient of reinforcement and soil.

## Risultati FS con RESSA (FS=1.0 – método Bishop) E FLAC2D (FS=0.96)

Han & Leshinsky (2004)



(a) Critical slip surface and FS by ReSSA

(b) Maximum shear strain rate and FS by FLAC

**Fig. 5. Critical slip surfaces and minimal factors of safety (20° batter MSE wall)**

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 26/4/2019

Località :

Descrizione :

[n] = N. strato o lente

Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C'	Cu	Gamm	GammSat
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3
1	34.00	0	0	18.00	18.00
2	34.00	10.00	0	18.00	18.00
3	34.00	2.50	0	18.00	18.00

DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 0.9740

Range Fs : 0.9740 - 0.9776

Differenza % Range Fs : 0.37

Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

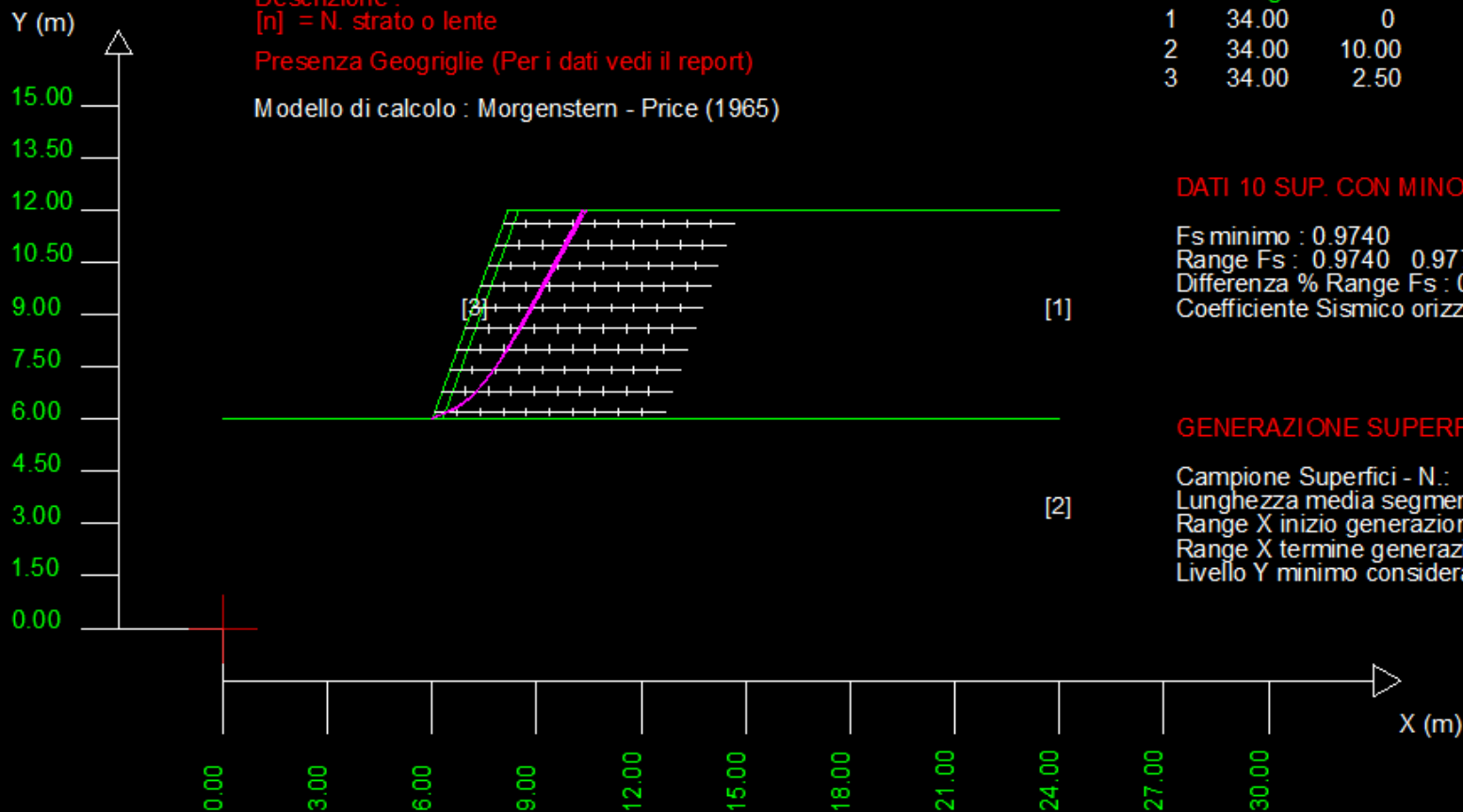
Campione Superfici - N.: 10000

Lunghezza media segmenti (m) : 0.5

Range X inizio generazione : 0.5 - 22.1

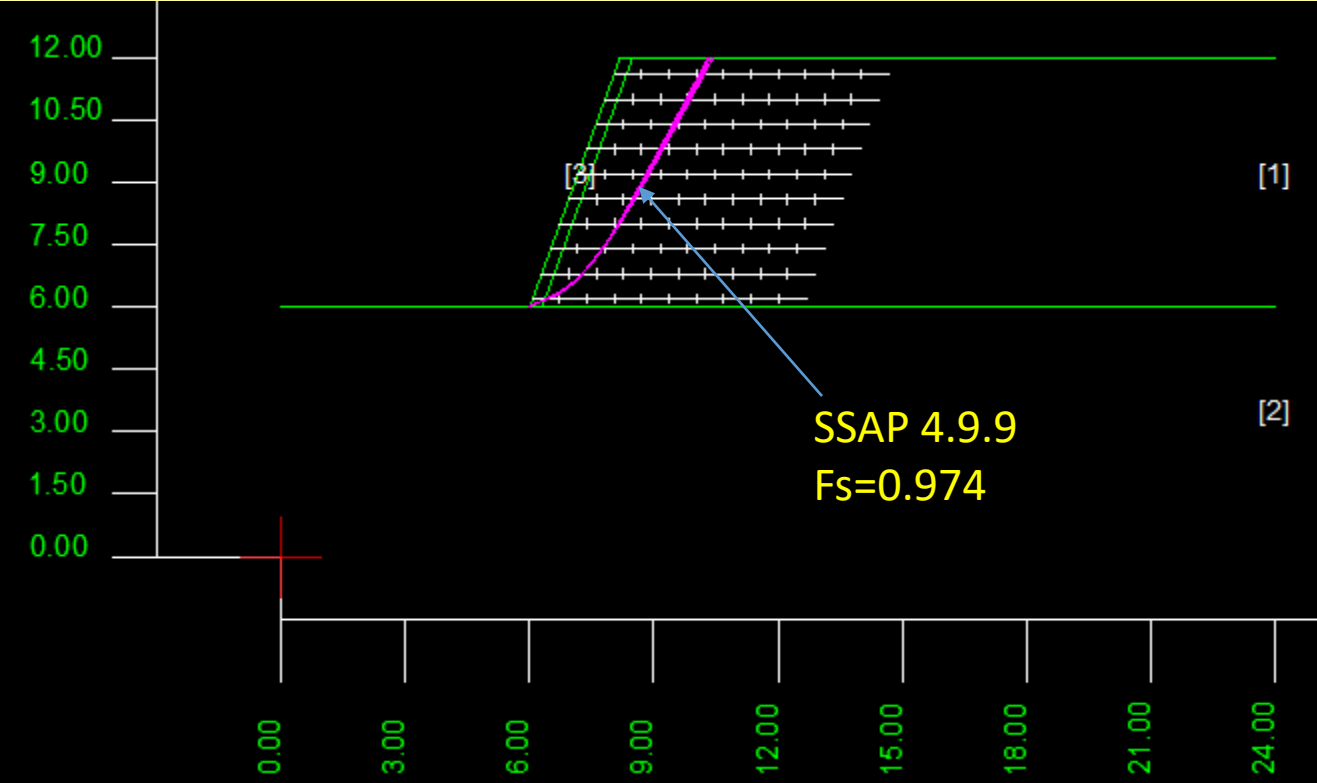
Range X termine generazione : 2.9 - 23.5

Livello Y minimo considerato : 0.6

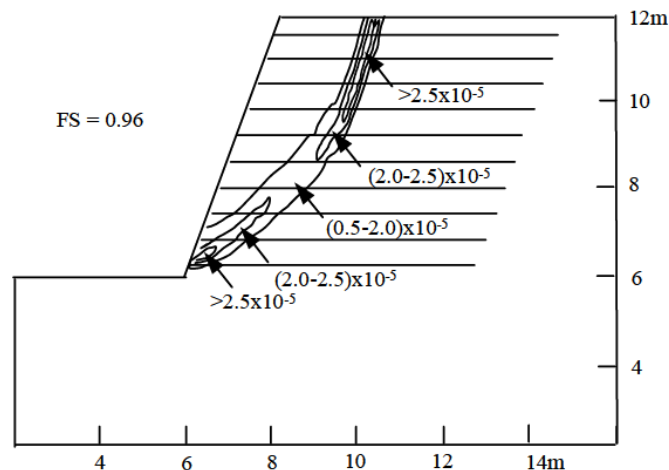
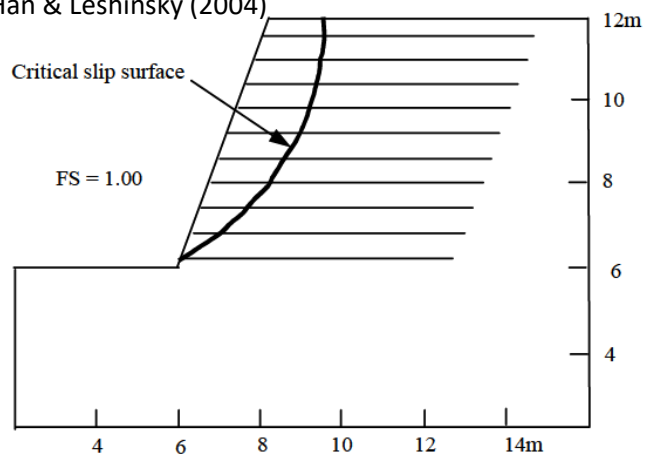


## ESEMPIO 2.3

Il valore di  $F_s$   
prodotto da SSAP  
E' intermedio tra  
quello prodotto da  
RESSA e FLAC2D.



Han & Leshinsky (2004)

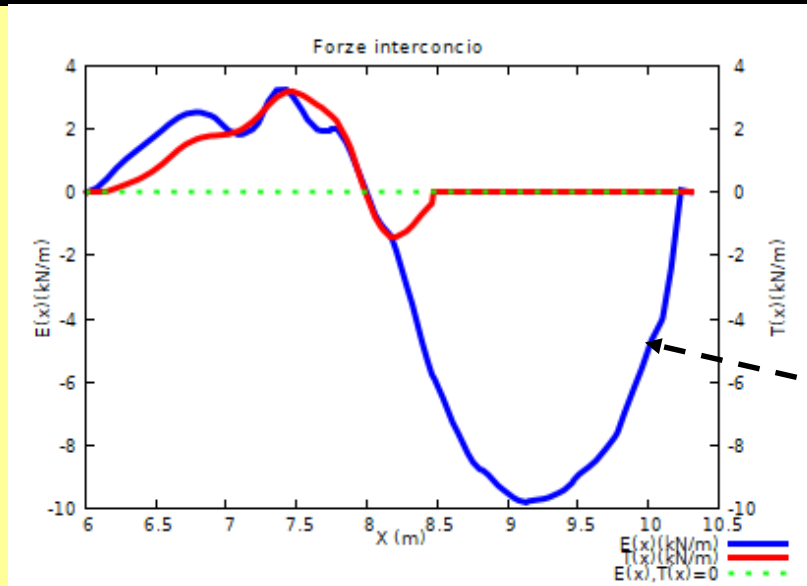
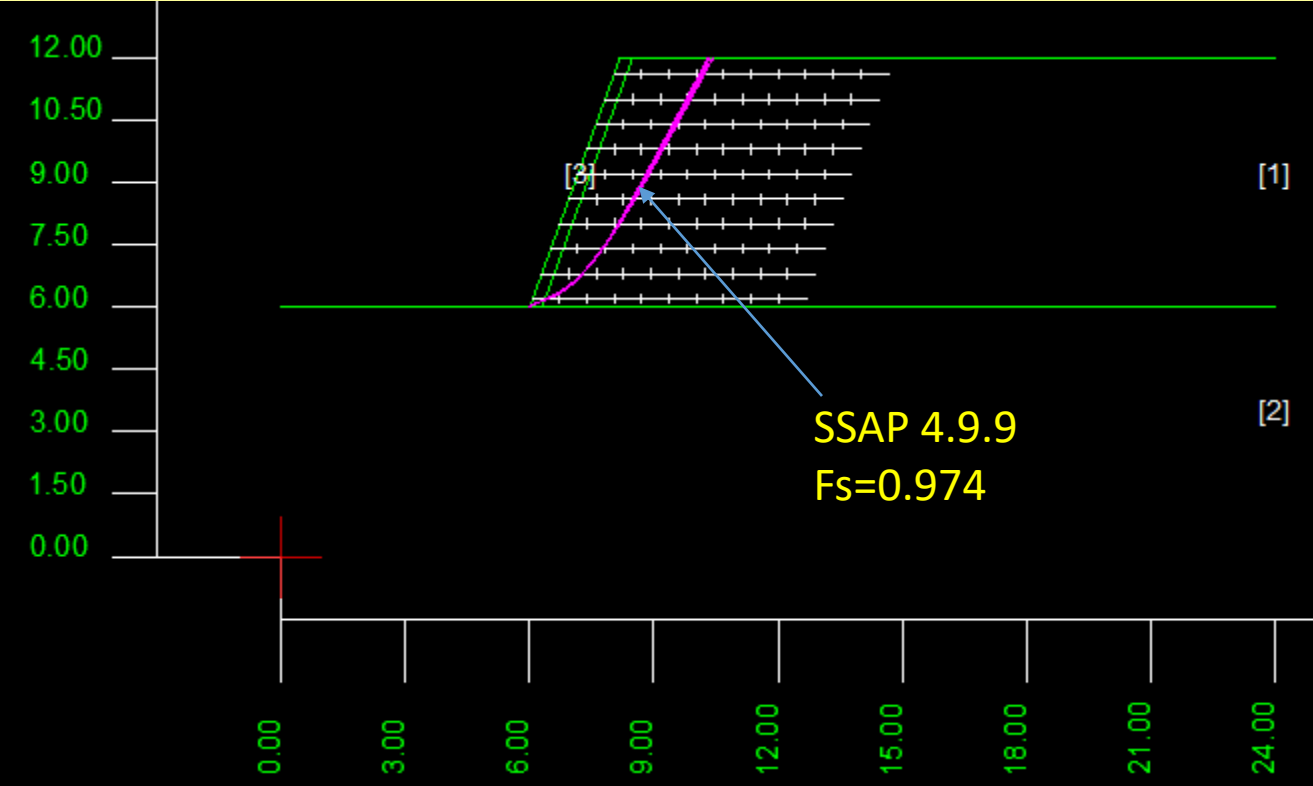


(a) Critical slip surface and FS by ReSSA

(b) Maximum shear strain rate and FS by FLAC

## ESEMPIO 2.3

SSAP - Valutazione  
grafico forze  
interconco



Forze interconco  
 $E(x)$ , orizzontali  
negative, legate  
alla mobilitazione  
della trazione  
indotta dai  
geosintetici

## ESEMPIO 2.4

### Chapter 3 Seismic Slope Stability Analysis by Considering Tension Crack

**Abstract** This chapter proposes an approach for how to consider tension failure in addition to shear failure in widely used FLAC<sup>3D</sup>, a finite difference method, so that stability analysis can also be carried out for a slope with a complex slip surface. It is shown that the safety factors estimated using the numerical methods are almost the same comparing to an analytical method for a homogeneous slope. Additionally, it is shown by a large number of analysis examples that the effect of tension failure on slope stability is significant and the safety factor will be incorrect if tensile failure is ignored in the case of seismic loading.

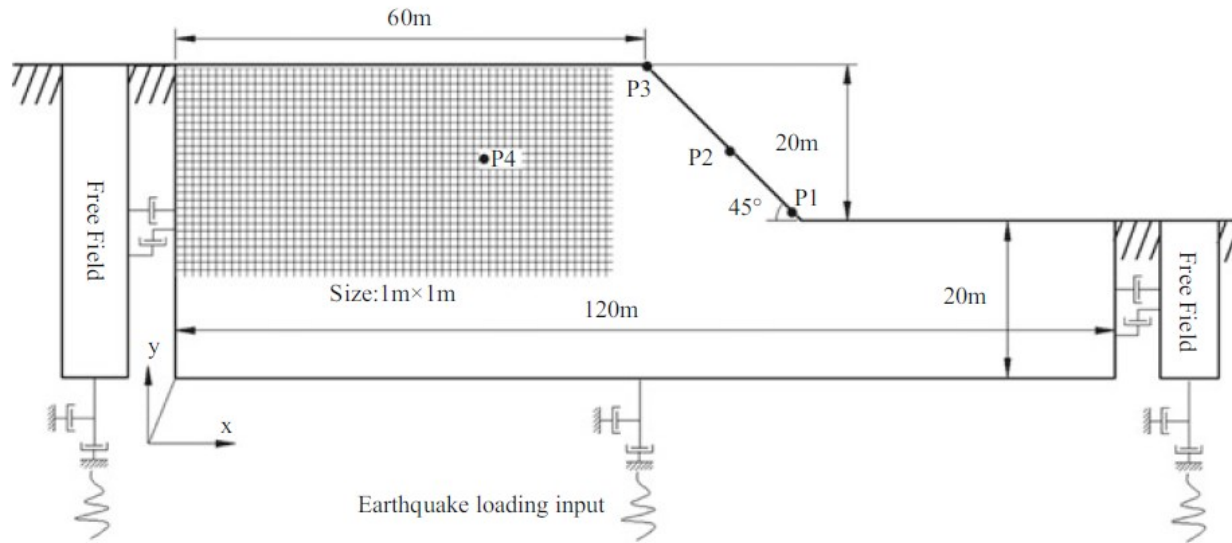
**Keywords** Slope stability · FLAC<sup>3D</sup> · Tension failure



© Science Press, Beijing and Springer Nature Singapore Pte Ltd. 2018  
Y. Zhang, *Earthquake-Induced Landslides*, Springer Natural Hazards,  
DOI 10.1007/978-981-10-2935-6\_3

da Zhang (2018)

Analisi  
originale con  
método analisi  
Limite (LA) e  
finite element  
method (FEM)



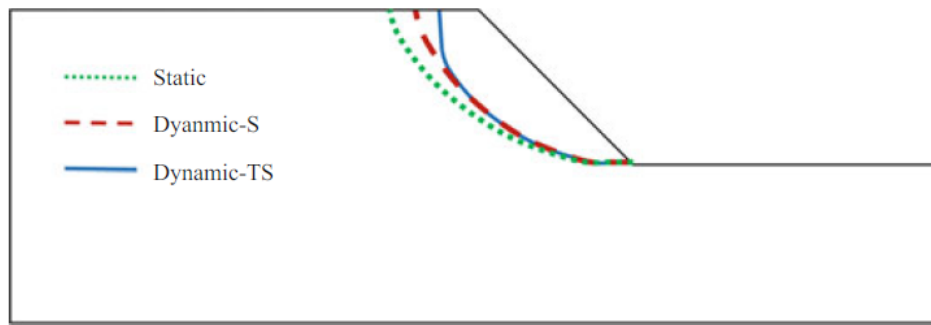
**Fig. 3.6** Mesh generation and boundary conditions of finite difference model for dynamic slope stability analysis

**Table 3.1** Property parameters of slope material

Parameters	Value
Modulus of elasticity $E$	$77.48 \times 10^6$ Pa
Poisson's ratio $\mu$	0.3
Density $\rho$	2000 kg/m <sup>3</sup>
Cohesion $c$	40,000 Pa
Interfriction angle $\varphi$	20°
Dilation angle $\psi$	20°
Tensile strength $\sigma_t$	0







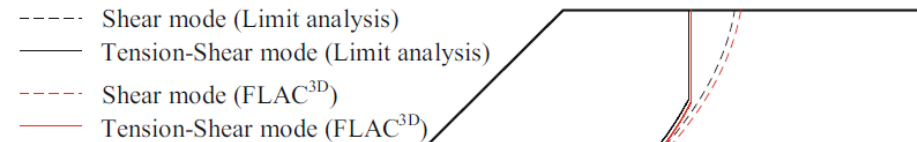
Note: *S* in *dynamic-S* is shear failure mechanism  
*TS* in *dynamic-TS* is tension-shear failure mechanism

**Fig. 3.19** Failure surfaces under static and dynamic situations based on different failure mechanisms

**Risultati da Zhang (2018)**

## Analisi con (e senza) effetti tensionali (trazione)

Method		FOS	
		Tension-shear	Shear
Limit analysis	$k_h = 0.5\text{PGA}/g = 0.1$	1.0151	1.1001
	$k_h = 0.75\text{PGA}/g = 0.15$	0.9795	1.0261
FLAC <sup>3D</sup>	Cut-through	0.98	1.11



**Fig. 3.21** Comparison of failure surface between limit analysis and FLAC<sup>3D</sup> under two failure modes

Table 3.2 FOS calculated from various methods

Method		FOS	
		Tension-shear	Shear
Limit analysis	$k_h = 0.5\text{PGA/g} = 0.1$	1.0151	1.1001
	$k_h = 0.75\text{PGA/g} = 0.15$	0.9795	1.0261
FLAC <sup>3D</sup>	Cut-through	0.98	1.11

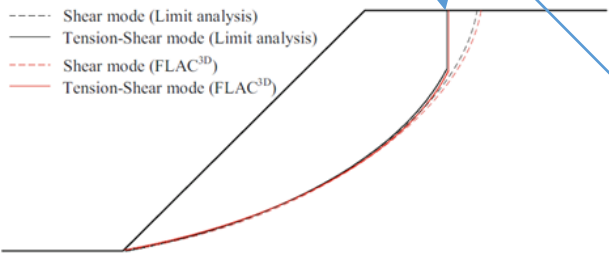


Fig. 3.21 Comparison of failure surface between limit analysis and FLAC<sup>3D</sup> under two failure modes

da Zhang (2018)

ESEMPIO 2.4

Risultato Analisi con effetti tensionali (trazione)

da SSAP 4.9.9 (2019)

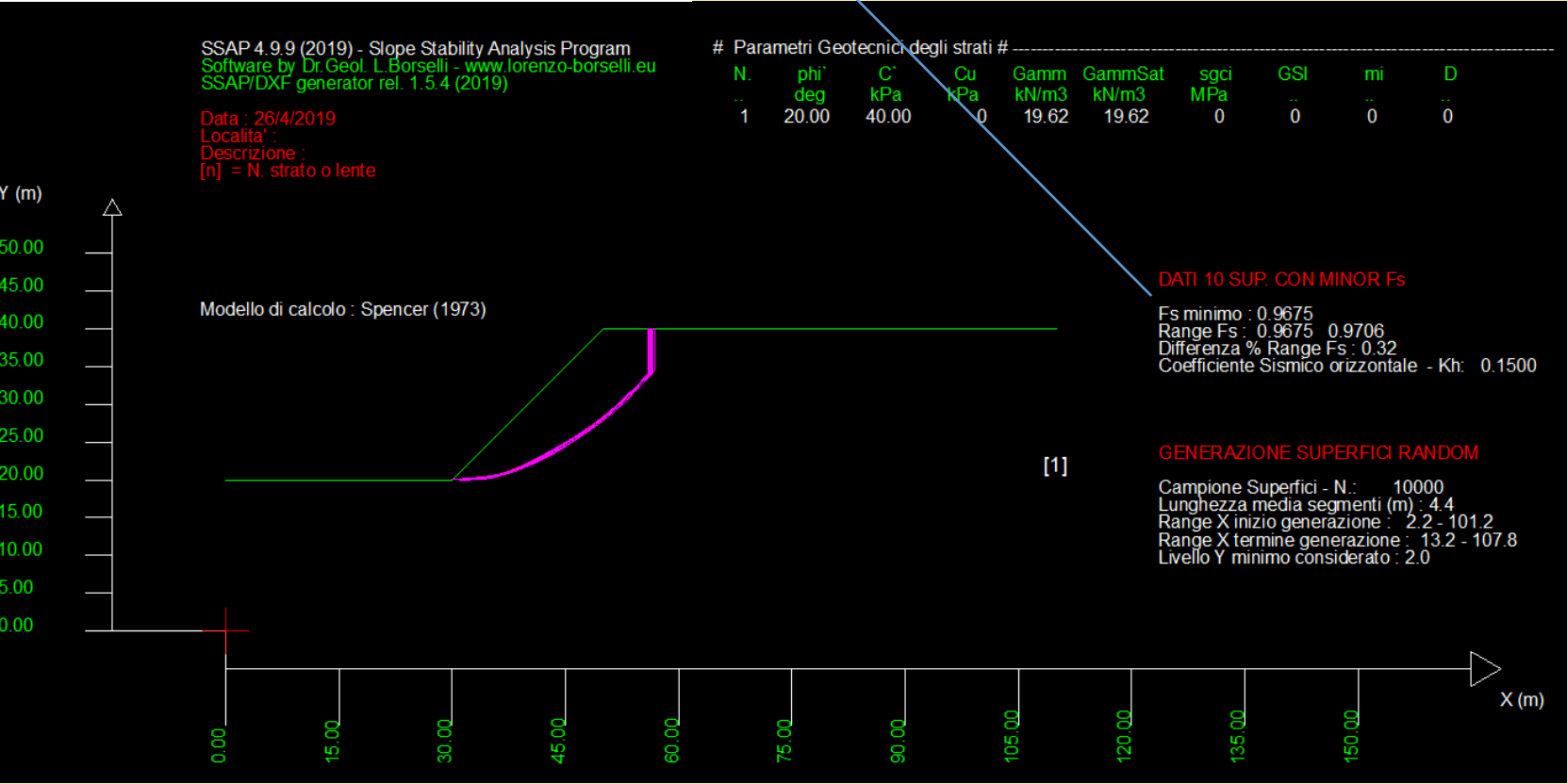


Table 3.2 FOS calculated from various methods

Method		FOS	
		Tension-shear	Shear
Limit analysis	$k_h = 0.5\text{PGA}/g = 0.1$	1.0151	1.1001
	$k_h = 0.75\text{PGA}/g = 0.15$	0.9795	1.0261
FLAC <sup>3D</sup>	Cut-through	0.98	1.11

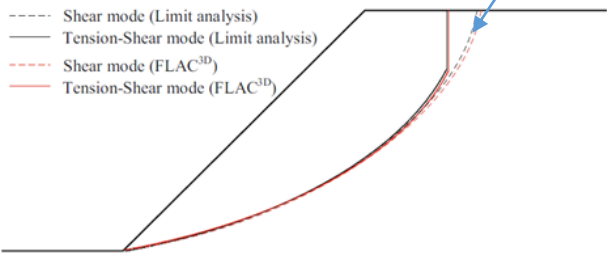


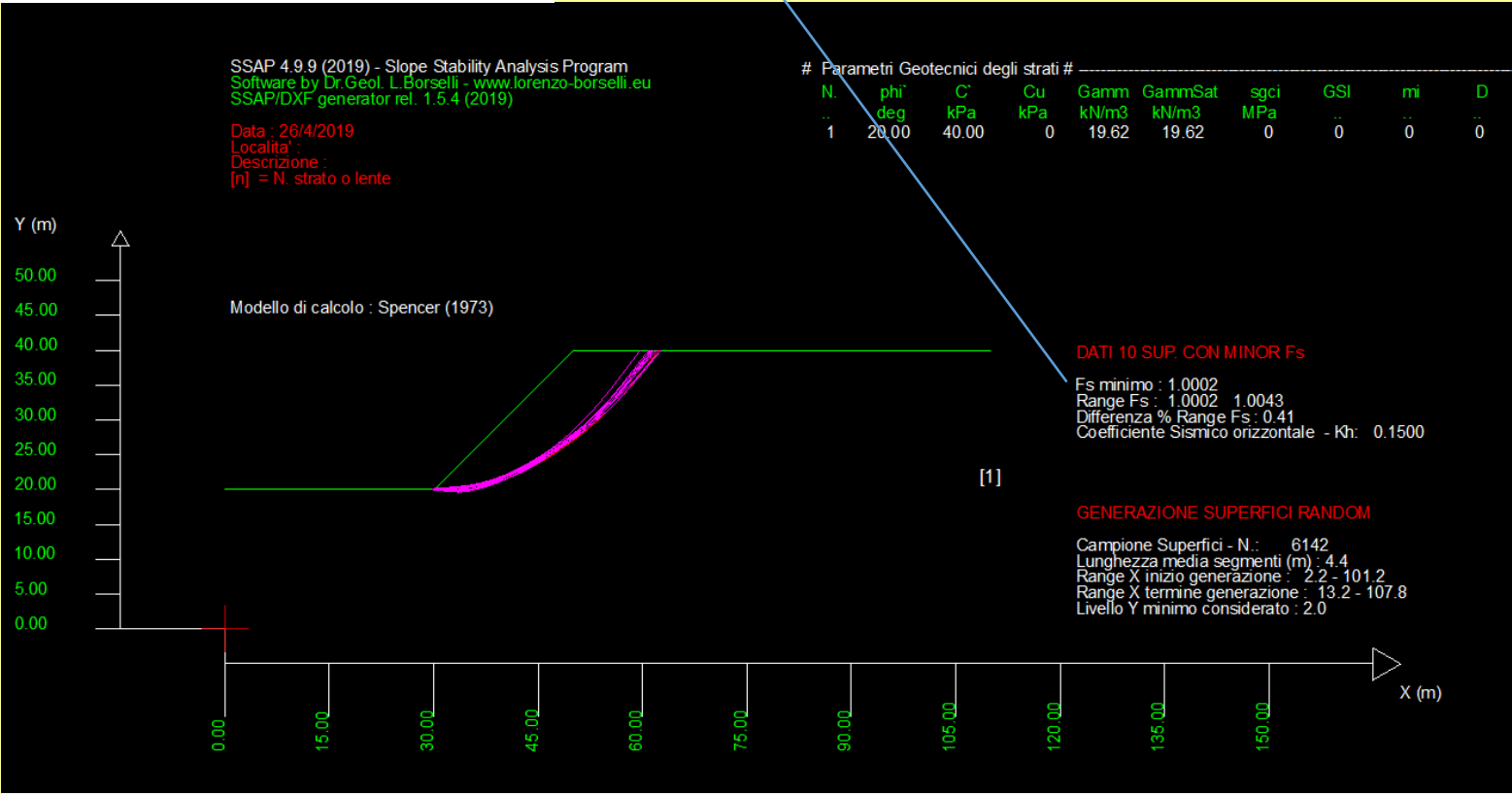
Fig. 3.21 Comparison of failure surface between limit analysis and FLAC<sup>3D</sup> under two failure modes

da Zhang (2018)

ESEMPIO 2.4

Analisi senza effetti tensionali (trazione)

da SSAP 4.9.9 (2019)



### Caso di pendio a 2 strati.

DOI: 10.14256/JCE.1030.2014

Građevinar 10/2015

Primljen / Received: 3.2.2014.

Ispavljen / Corrected: 26.6.2015.

Prihvaćen / Accepted: 23.7.2015.

Dostupno online / Available online: 10.11.2015.

## Slope stability analyses using limit equilibrium and strength reduction methods

### Authors:



**Zoran Berisavljević**, BSc.Geol.

Koridori of Sebia

[berisavljevic\\_zoran@yahoo.com](mailto:berisavljevic_zoran@yahoo.com)

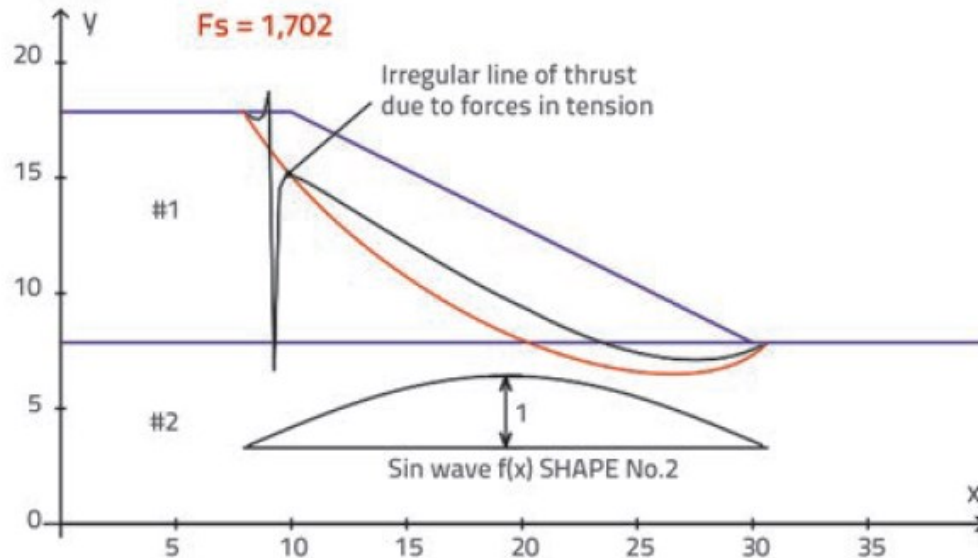
Subject review

Zoran Berisavljević, Dušan Berisavljević, Vladimir Čebašek, Dragoslav Rakić

### Slope stability analyses using limit equilibrium and strength reduction methods

This paper presents results of comparative slope stability analyses conducted by limit equilibrium and strength reduction methods. Several slopes, taken either from geotechnical practice or literature review, are considered. The influence of tension, distributed load, finite element size and model parameters is analysed in relation to the location, shape of the critical failure surface and the corresponding value of the factor of safety. Both methods provide similar results if they are correctly applied using appropriate software programs.

## ESEMPIO 2.5



**Il pendio viene analizzato con il método all'equilibrio limite e con il método SRM (strength reduction method)**

**Figure 6. Slope geometry and appearance of tension (BGSLOPE calculations)**

**Table 5. Input parameters for analyses**

Parameter Layer	Unit weight $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Young's modulus $E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson's ratio $\nu$ [-]	Cohesion $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Angle of shear resist. $\phi$ [°]	Angle of dilatancy $\psi$ (°)
#1	18	5000	0.3	10	30	30/0
#2	18	5000	0.3	5	25	25/0

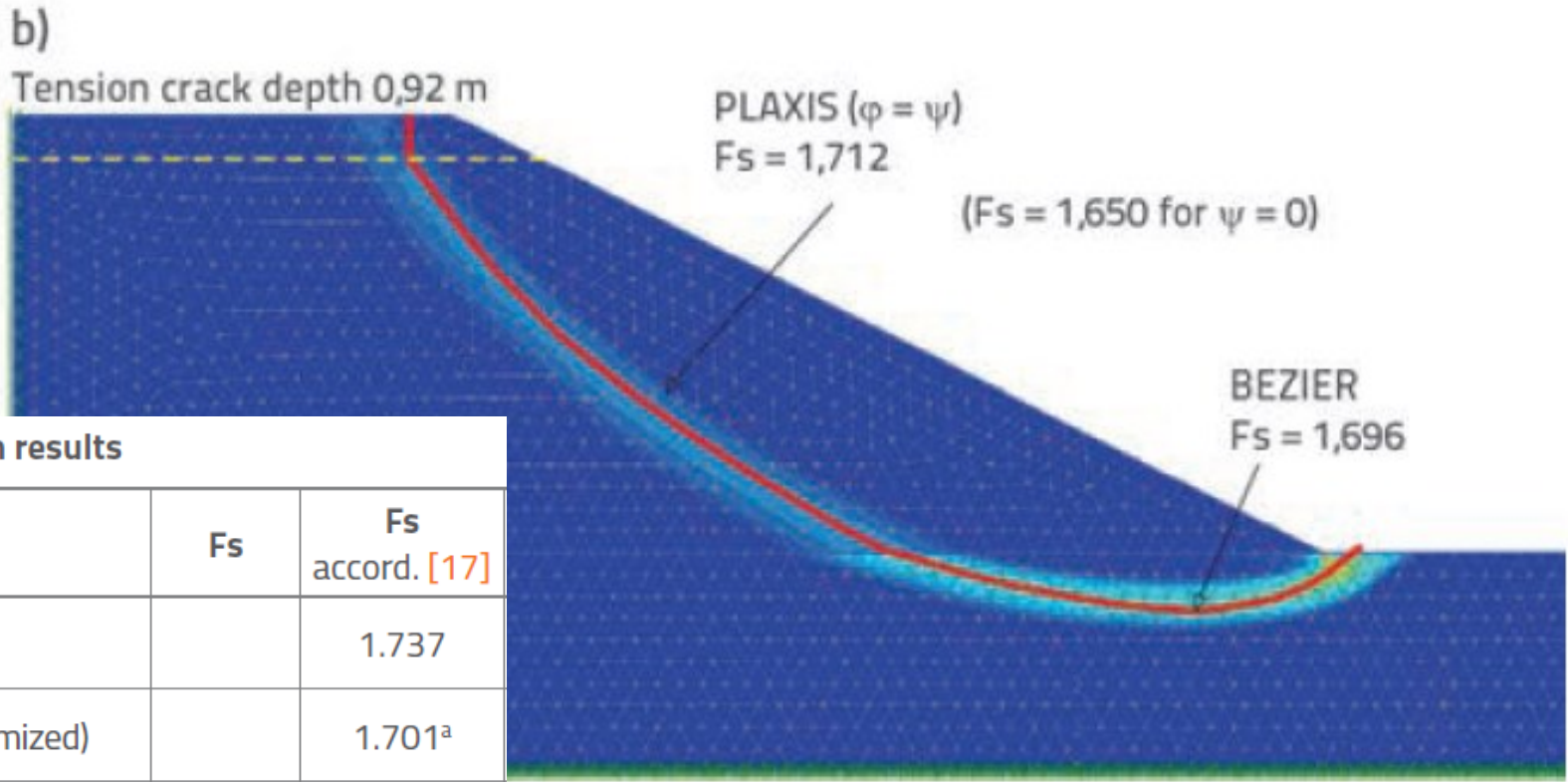


Table 6. Calculation results

Metoda	$F_s$	$F_s$ accord. [17]
Slope/W (Bishop)		1.737
Slope/W(M-P, optimized)		1.701 <sup>a</sup>
Slide (GLE, optimized)	1.691	
BGSLOPE (Maksimovic, optimized)	1.696 (1.702) <sub>a</sub>	
Plaxis ( $\varphi = \psi$ )	1.712	
Plaxis ( $\psi = 0$ )	1.650	1.654
Phase <sup>2</sup> ( $\psi = 0$ )	1.690	

<sup>a</sup>without tension crack



Fs con valori compresi tra 1.65 e 1.7

## ESEMPIO 2.5

### Risultati e comparazione con SSAP

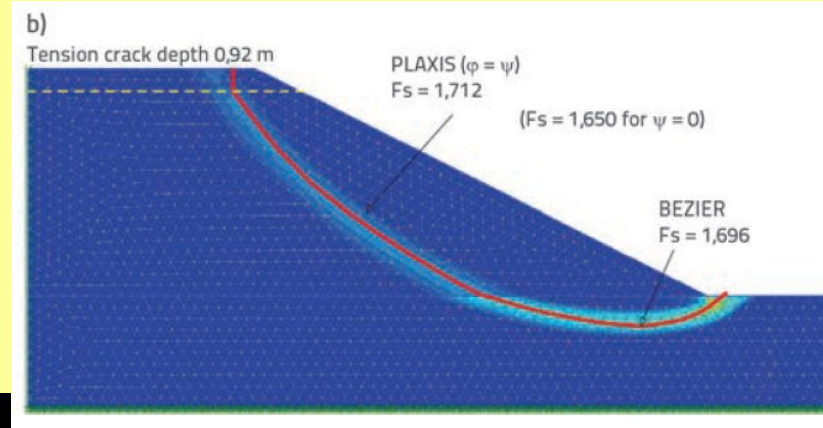


Table 6. Calculation results

Metoda	$F_s$	$F_s$ accord. [17]
Slope/W (Bishop)		1.737
Slope/W (M-P, optimized)		1.701 <sup>a</sup>
Slide (GLE, optimized)	1.691	
BGSLOPE (Maksimovic, optimized)	1.696 (1.702) <sup>a</sup>	
Plaxis ( $\phi = \psi$ )	1.712	
Plaxis ( $\psi = 0$ )	1.650	1.654
Phase <sup>2</sup> ( $\psi = 0$ )	1.690	

<sup>a</sup> without tension crack

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	$\phi$ deg	$C$ kPa	$C_u$ kPa	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ kN/m <sup>3</sup>
1	30.00	10.00	0	18.00	18.00
2	25.00	5.00	0	18.00	18.00

Data : 26/4/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

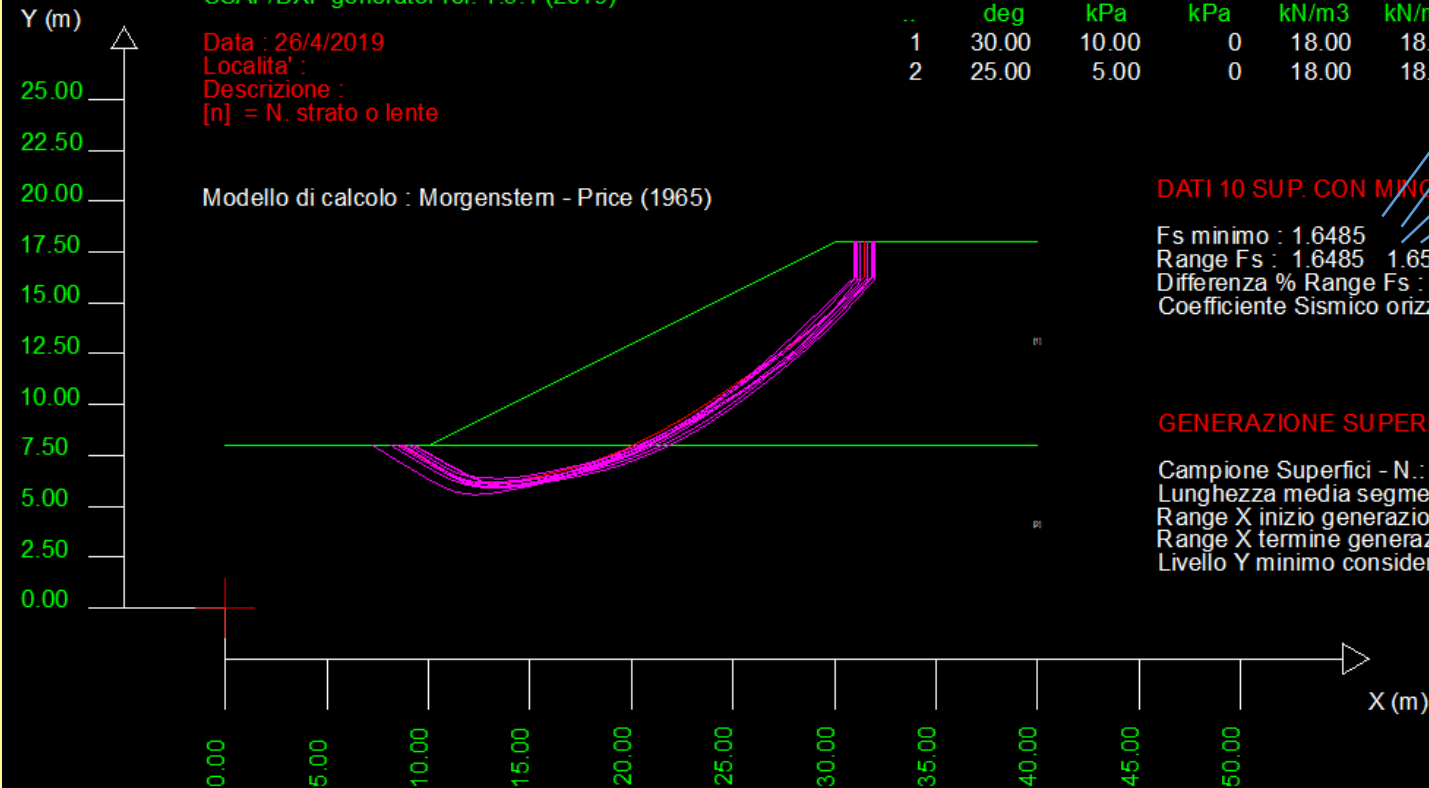
Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

DATI 10 SUP. CON MINOR  $F_s$

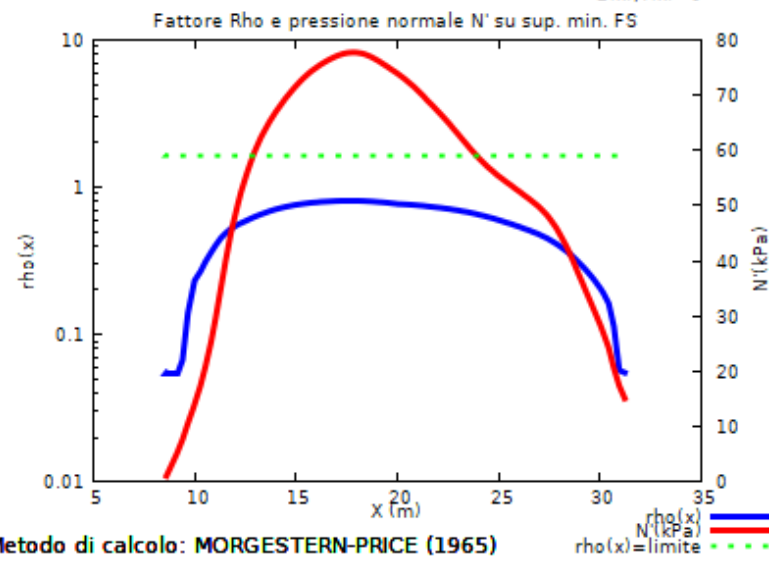
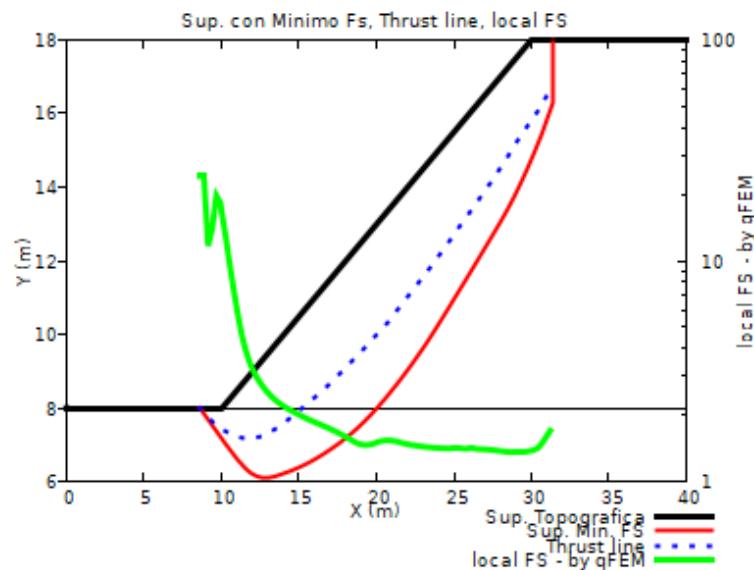
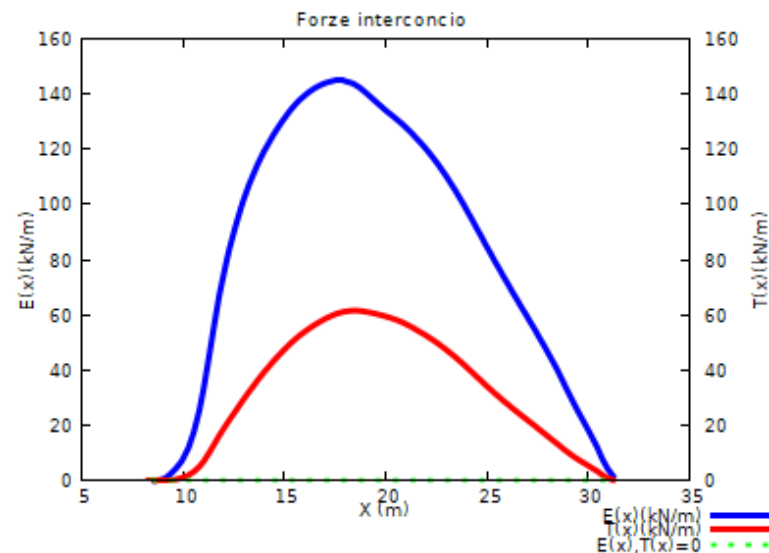
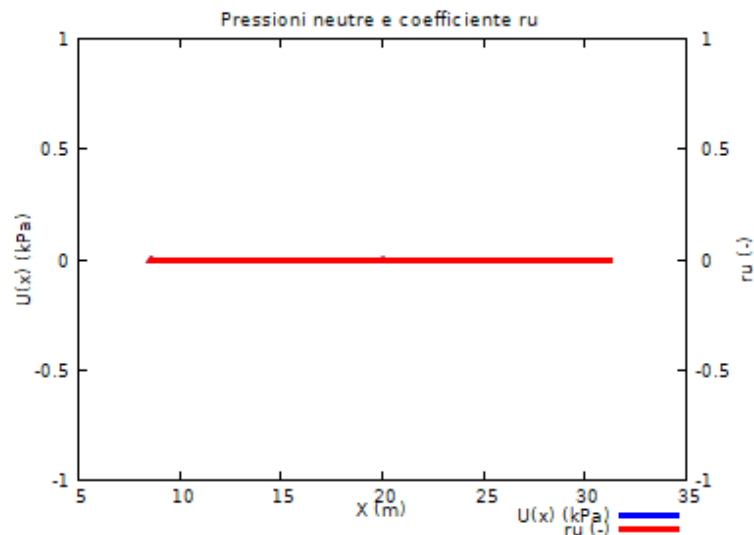
$F_s$  minimo : 1.6485  
Range  $F_s$  : 1.6485 - 1.6576  
Differenza % Range  $F_s$  : 0.55  
Coefficiente Sismico orizzontale -  $K_h$  : 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000  
Lunghezza media segmenti (m) : 1.6  
Range X inizio generazione : 0.8 - 36.8  
Range X termine generazione : 4.8 - 39.2  
Livello Y minimo considerato : 0.0



# ESEMPIO 2.5



Metodo di calcolo: MORGESTERN-PRICE (1965)

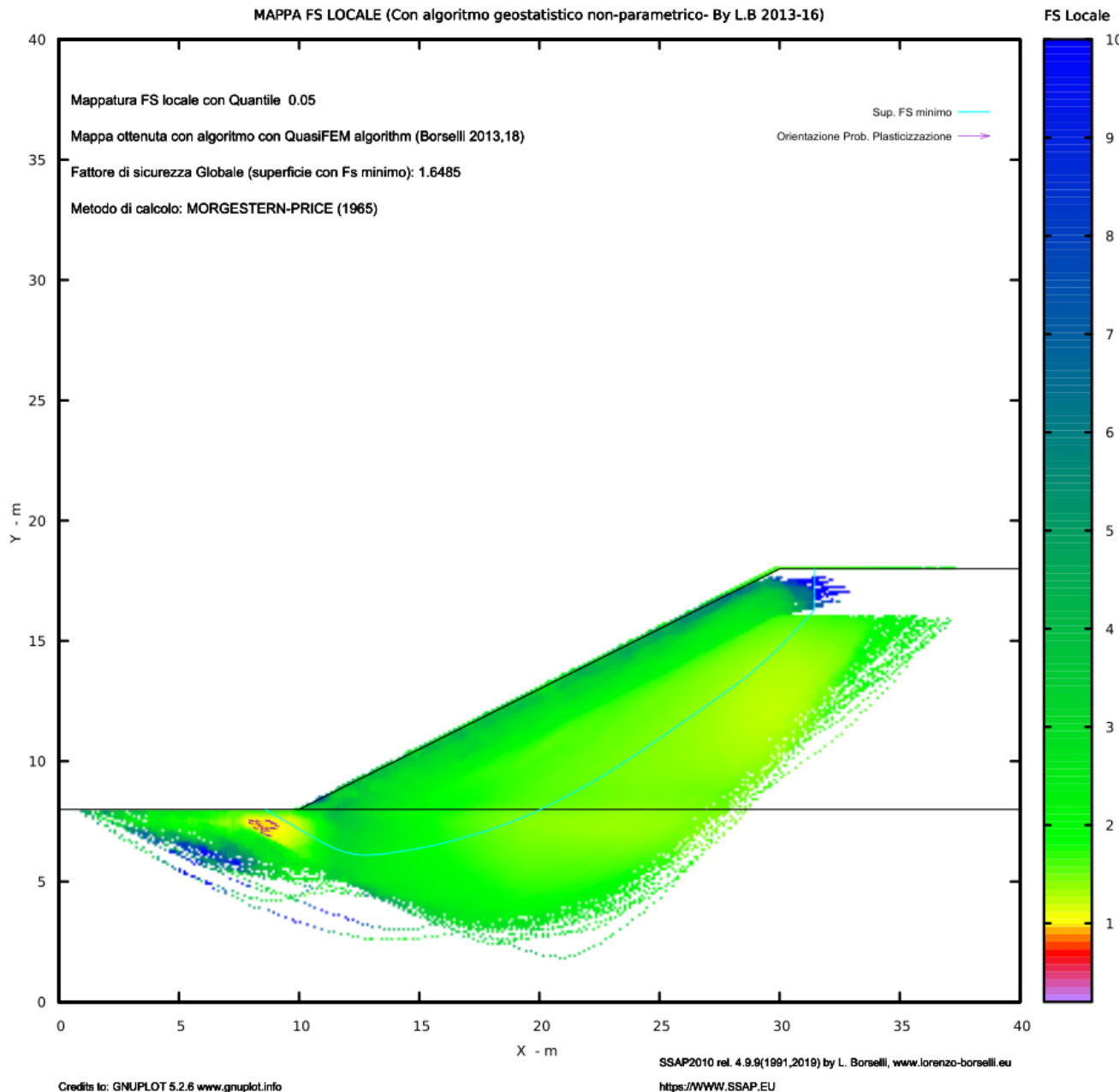
SSAP2010 (versione 4.9.9 - 2019) - DISTRIBUZIONE FORZE e PRESSIONI

26/04/19 15:57

## Risultati distribuzione di forze interconco e pressioni in SSAP



## Mappa Fs locale in SSAP



Loukidis, D., Bandini, P. & Salgado, R. (2003). *Géotechnique* **53**, No. 5, 463–479

# Stability of seismically loaded slopes using limit analysis

D. LOUKIDIS\*, P. BANDINI\* and R. SALGADO\*

Numerical limit analysis is used to assess the stability of slopes subjected to seismic loading. The soil is assumed to follow the Mohr–Coulomb failure criterion. The lower and upper bound theorems are formulated as linear problems to be solved using linear programming techniques. Based on finite element discretisation of the slope, the velocity field is optimised to find the lowest upper bound, and the stress field is optimised to obtain the highest lower bound. Limit equilibrium computations and log-spiral upper bound solutions were also performed for comparison purposes. Additionally, finite element analyses were done for selected cases. Results from the limit equilibrium and finite element methods are in excellent agreement with the rigorous lower and upper bounds for all cases studied. The slip surfaces obtained from both the limit equilibrium and log-spiral upper bound methods lie within the plastic zones obtained for the slopes from both finite element and numerical limit analysis. Plots are presented of the horizontal pseudo-static acceleration ratio  $k_c = a_c/g$  required to cause collapse of simple homogeneous slopes as a function of the slope inclination and shear strength parameters.

**KEYWORDS:** earthquakes; limit state design/analysis; numerical modelling and analysis; plasticity; slopes

In questo articolo (Loukidis et al. 2003) gli autori sviluppano un método numérico per ottenere il coeficiente sísmico orizzontale Critico  $K_c$  necessario per portare il fattore di sicurezza del pendio a  $FS=1.0$ . SSAP permette di valutare lo stesso  $K_c$ , ma con una metodología numérica completamente differente.

ESEMPIO 2.6

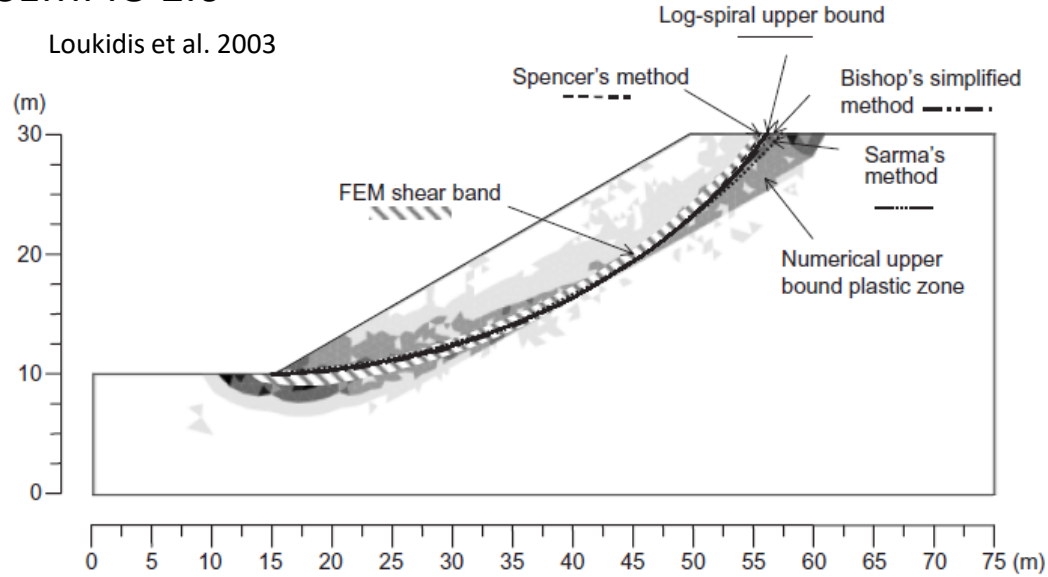


Fig. 4. Comparison of critical slip surfaces obtained from limit equilibrium methods and plasticity zones determined from upper bound analysis and the finite element method for the case of  $\beta = 30^\circ$ ,  $c = 20$  kPa and  $\phi = 30^\circ$

Su questo pendio con proprieta' Omogenee, Loukidis et al. 2003, Testano varie combilazioni di proprieta' geomeccaniche per ottnenere i valori di Kc. (gli autori non considerano il coefficiente sísmico verticale, overo viene imposto Kv=0).

← Loukidis et al. 2003 ↓

$$\lambda = \frac{c}{\gamma H \tan \phi}$$

Il valore di lambda e' utilizzato per ottenere il peso unitario del suolo nel pendio.

Table 1. Comparison of horizontal critical seismic coefficient,  $k_c$ , for simple homogeneous slope with  $\beta = 30^\circ$  by various methods of analysis Loukidis et al. 2003

$\phi$ : deg	$\lambda$	Methods of analysis							
		Numerical lower bound	Numerical upper bound	Log-spiral upper bound	Finite elements	Spencer's method	Bishop's simplified method	Sarma's method	Leshchinsky & San's charts
20	0.137	0.107	0.133	0.114	0.114	0.113	0.114	0.109	NA
20	0.275	0.271	0.304	0.287	0.285	0.286	0.284	0.279	0.275
20	0.412	0.399	0.431	0.420	0.415	0.420	0.416	0.414	NA
30	0.022	0.111	0.145	0.118	0.118	0.117	0.118	0.116	NA
30	0.043	0.181	0.220	0.189	0.190	0.188	0.188	0.185	NA
30	0.087	0.291	0.331	0.302	0.304	0.302	0.298	0.295	0.304
30	0.173	0.464	0.504	0.477	0.478	0.477	0.469	0.469	NA
30	0.260	0.593	0.631	0.615	0.613	0.615	0.603	0.607	NA
30	0.303	0.646	0.678	0.674	0.671	0.672	0.661	0.666	NA

NA = not available

Tabella con i coefficienti sismici critici orizzontali individuati

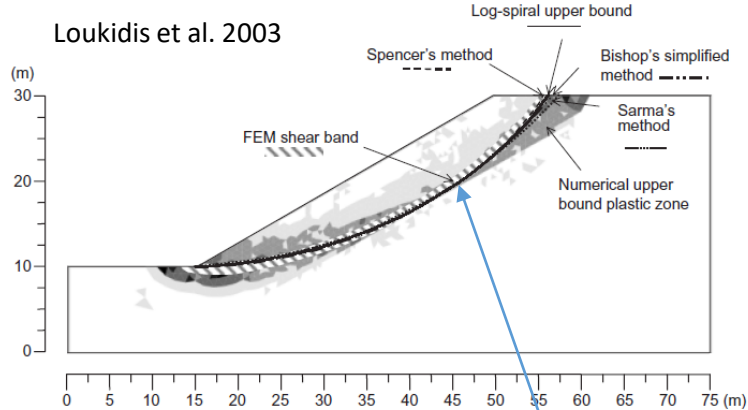


Fig. 4. Comparison of critical slip surfaces obtained from limit equilibrium methods and plasticity zones determined from upper bound analysis and the finite element method for the case of  $\beta=30^\circ$ ,  $c=20$  kPa and  $\phi=30^\circ$

Loukidis et al. 2003

SSAP identifica una superficie critica con  $FS=1.7165$  caratterizzata da  $K_c=K_h=0.29875$  con método di Spencer, e  $K_v$  assunto  $=0$

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo.borselli.eu](http://www.lorenzo.borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 29/4/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi deg	C' kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	30.00	20.00	0	19.92	19.92	0	0	0	0

Modello di calcolo : Spencer (1973)

[1]

ANALISI SUPERFICIE SINGOLA  
<< Risultato analisi >>

Fs : 1.7165  
Coefficiente Sismico Orizzontale  $K_h$ : 0.0000  
Coefficiente Sismico Critico ( $F_s=1$ ): 0.29875  
Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00  
Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

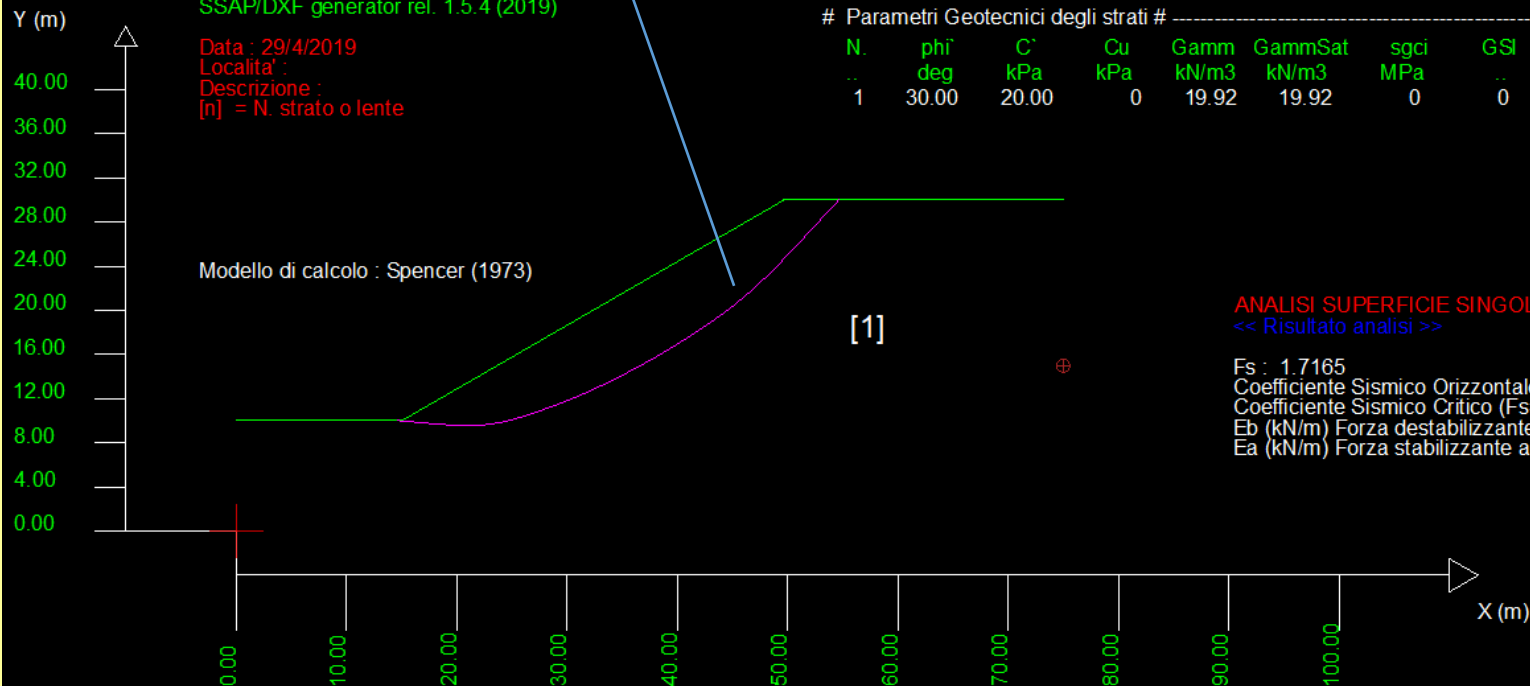


Table 1. Comparison of horizontal critical seismic coefficient,  $k_c$ , for simple homogeneous slope with  $\beta=30^\circ$  by various methods of analysis

$\phi$ : deg	$\lambda$	Methods of analysis							
		Numerical lower bound	Numerical upper bound	Log-spiral upper bound	Finite elements	Spencer's method	Bishop's simplified method	Sarma's method	Leshchinsky & San's charts
20	0.137	0.107	0.133	0.114	0.114	0.113	0.114	0.109	NA
20	0.275	0.271	0.304	0.287	0.285	0.286	0.284	0.279	0.275
20	0.412	0.399	0.431	0.420	0.415	0.420	0.416	0.414	NA
30	0.022	0.111	0.145	0.118	0.118	0.117	0.118	0.116	NA
30	0.043	0.181	0.220	0.189	0.190	0.188	0.188	0.185	NA
30	0.087	0.291	0.331	0.302	0.304	0.302	0.298	0.295	0.304
30	0.173	0.464	0.504	0.477	0.478	0.477	0.469	0.469	NA
30	0.260	0.593	0.631	0.615	0.613	0.615	0.603	0.607	NA
30	0.303	0.646	0.678	0.674	0.671	0.672	0.661	0.666	NA

NA = not available

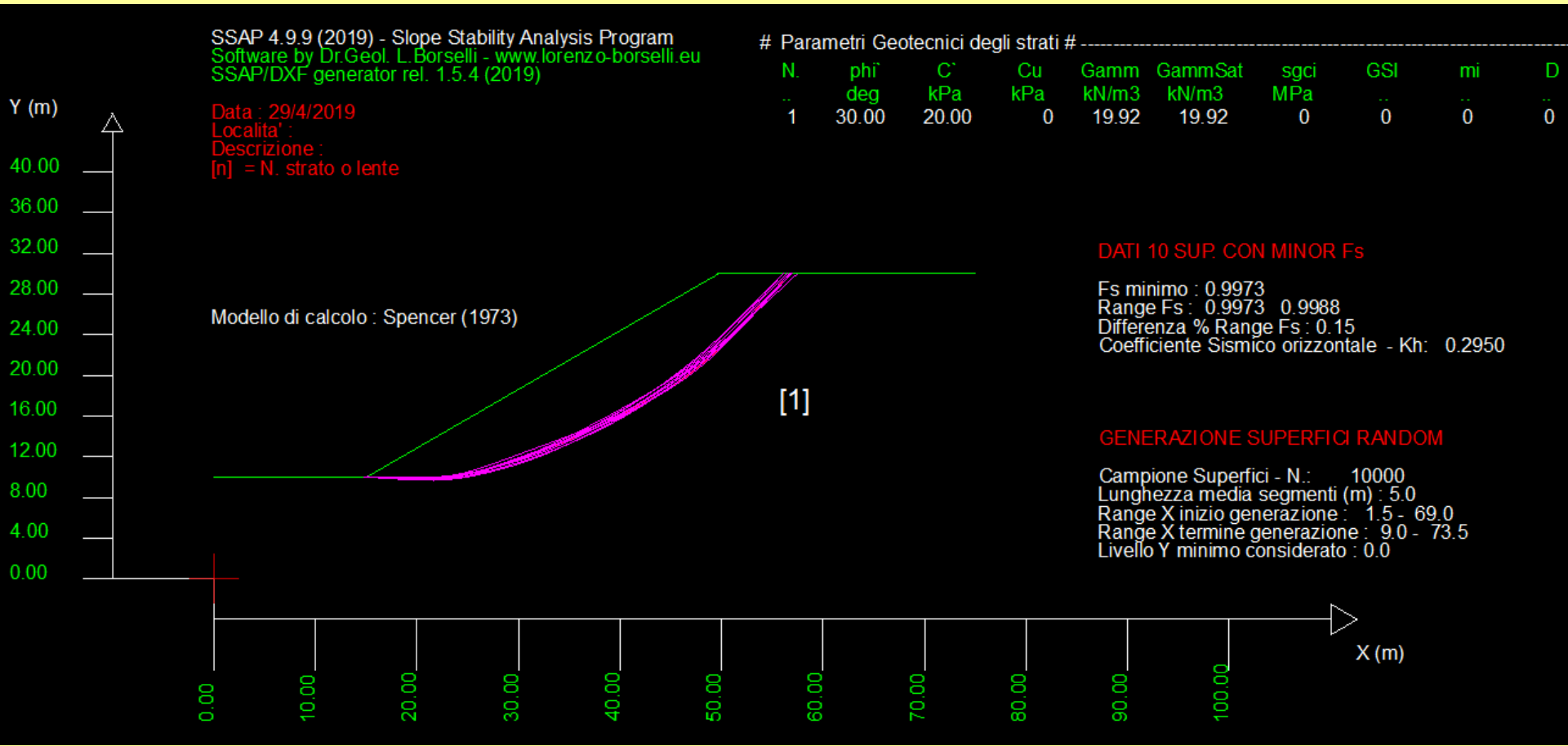
Il valore di  $K_c$  trovato da SSAP differisce dai valori identificati Loukidis et al. 2003 per un Massimo del 1.6 % (método SARMA) , mentre per un 1% utilizzando il Metodo di SPENCER.

```
ssap2010_64bit

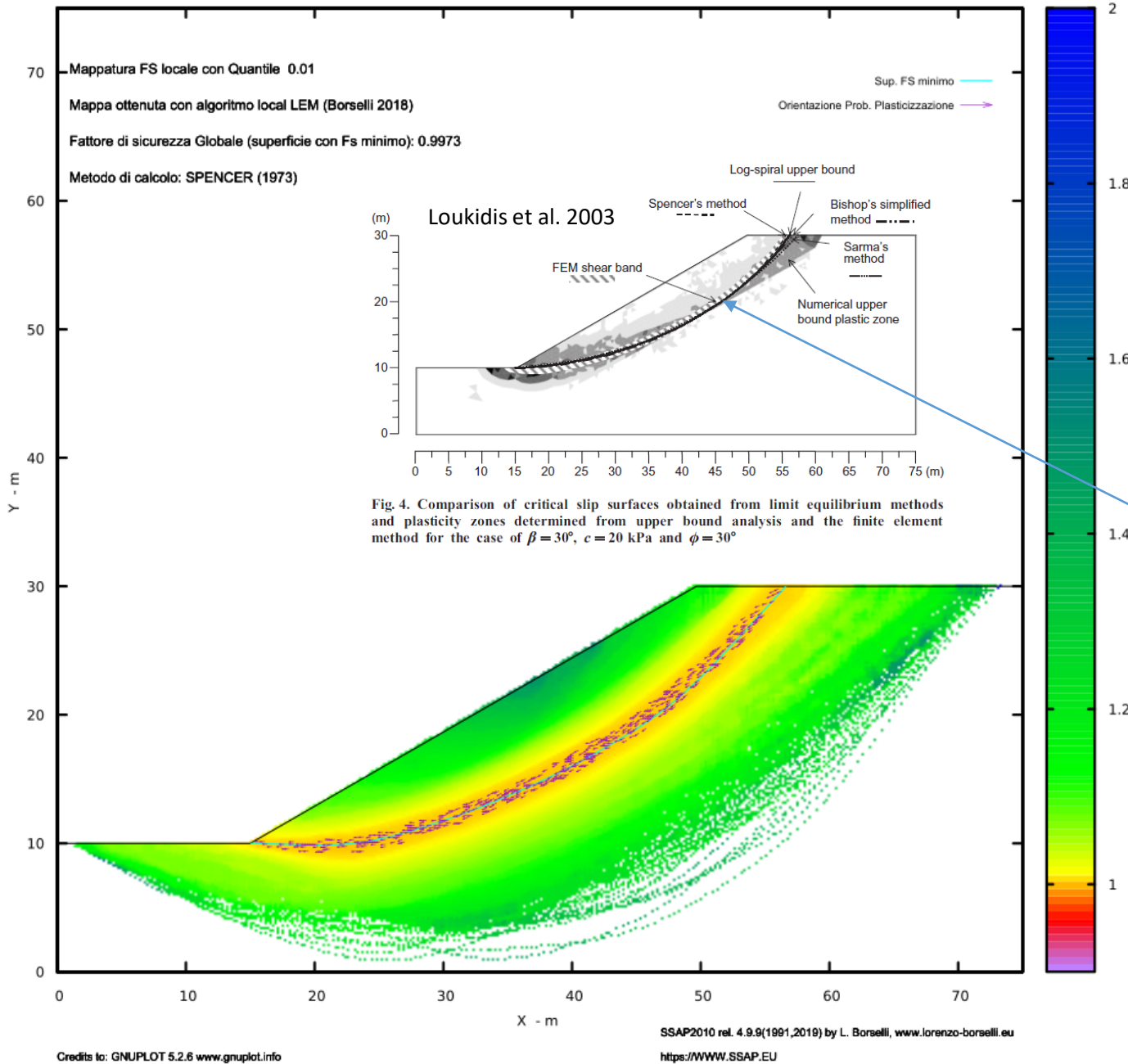
RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA
METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda.....MLD.....Kc.....Esito.....Note....
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.7259 1.0000 0.0944 0.2950 Verificata
SPENCER(1973)..... 1.7165 0.4416 0.0989 0.2988 Verificata
SARMA_I(1973)..... 1.7112 0.7246 0.0932 0.2950 Verificata
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.7073 0.5163 0.0944 0.2925 Verificata
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.7145 0.3354 0.0965 0.2950 Verificata
SARMA_II(1979)..... 1.7032 0.8270 0.0900 0.2900 Verificata
BORSELLI(2016)..... 1.7096 0.3294 0.0955 0.2938 Verificata
NOTE di Calcolo:-----
[0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
[1]--> Fs>50
[2]--> Kc=0.0 per FS<1.0
[3]--> Kc=0.0 per Fs>50
[4]--> Calcolo Kc senza convergenza
[5]--> Calcolo Kc non attivato

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)
.....||----- S(cm) per Amax(g)-----||
METODO DI CALCOLO.....Kc.....Sr.....0.1g.....0.2g.....0.4g.....0.6g.....0.8g.....1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 0.2950 1.022 0.001 0.001 0.096 0.688 1.512 2.424
SPENCER(1973)..... 0.2988 1.021 0.001 0.001 0.087 0.659 1.465 2.362
SARMA_I(1973)..... 0.2950 1.023 0.001 0.001 0.096 0.688 1.513 2.427
MORGESTERN-PRICE(1965)... 0.2925 1.024 0.001 0.001 0.103 0.708 1.544 2.468
CHEN-MORGESTERN(1983)... 0.2950 1.022 0.001 0.001 0.096 0.688 1.512 2.424
SARMA_II(1979)..... 0.2900 1.026 0.001 0.001 0.110 0.729 1.579 2.515
BORSELLI(2016)..... 0.2938 1.023 0.001 0.001 0.099 0.698 1.528 2.446
```

Le 10 Superfici con FS minore ottenute assumendo  $K_h=0.295$  e  $K_v=0$

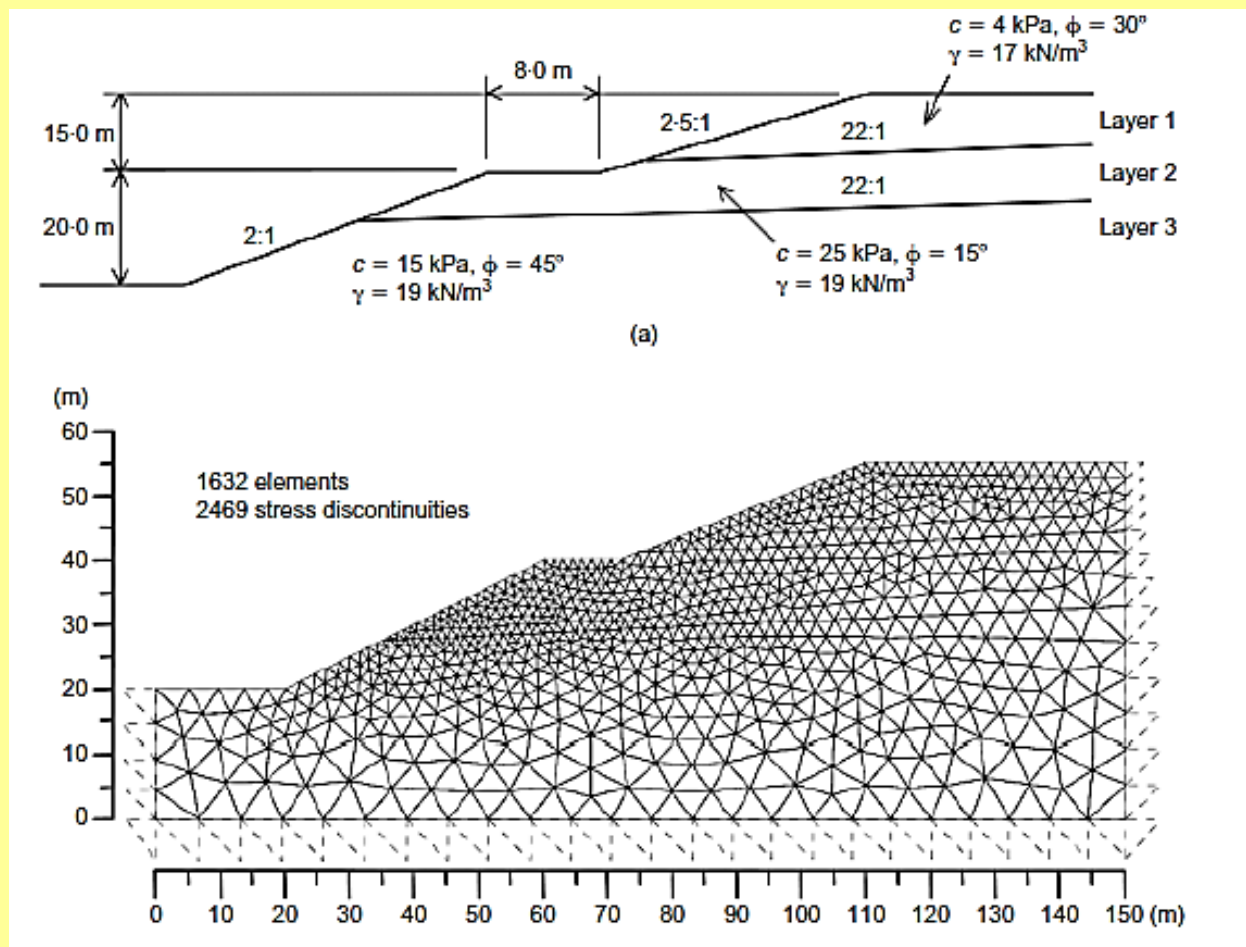


## ESEMPIO 2.6



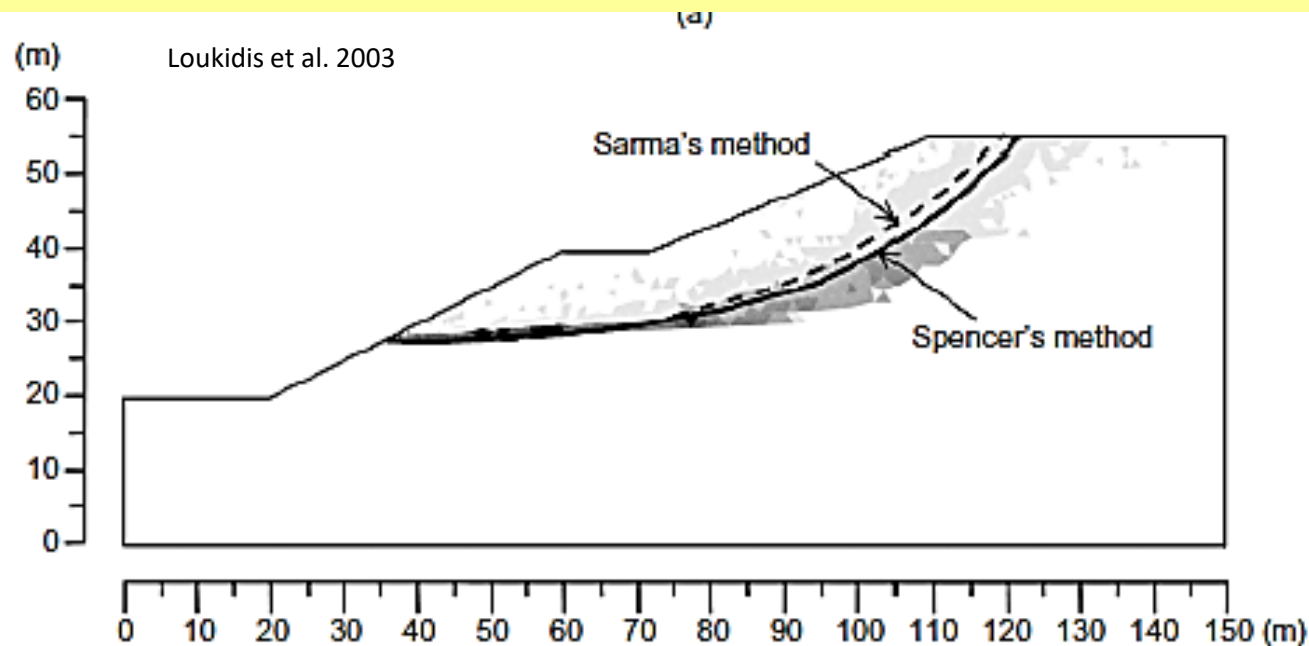
**La mappa di FS con  
algoritmo di Local  
LEM , In SSAP ,  
coincide con la FEM  
Shear Band  
identificata da  
Loukidis et al. 2003**





pendio con 3 strati

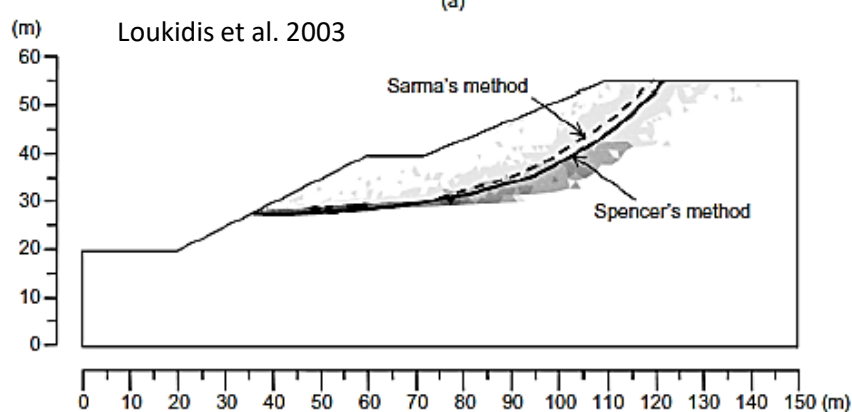




**Table 3. Comparison of values of horizontal critical seismic coefficient,  $k_c$ , for example 2 by various methods of analysis**

Method of analysis	$k_c$
Numerical upper bound method	0.172
Numerical lower bound method	0.148
Finite element method	0.161
Spencer's method	0.155
Sarma's method	0.159

← Risultati ottenuti da Loukidis et al. 2003



← Risultati ottenuti da  
Loukidis et al. 2003

ESEMPIO 2.7

Banda di superfici critiche ottenute da SSAP

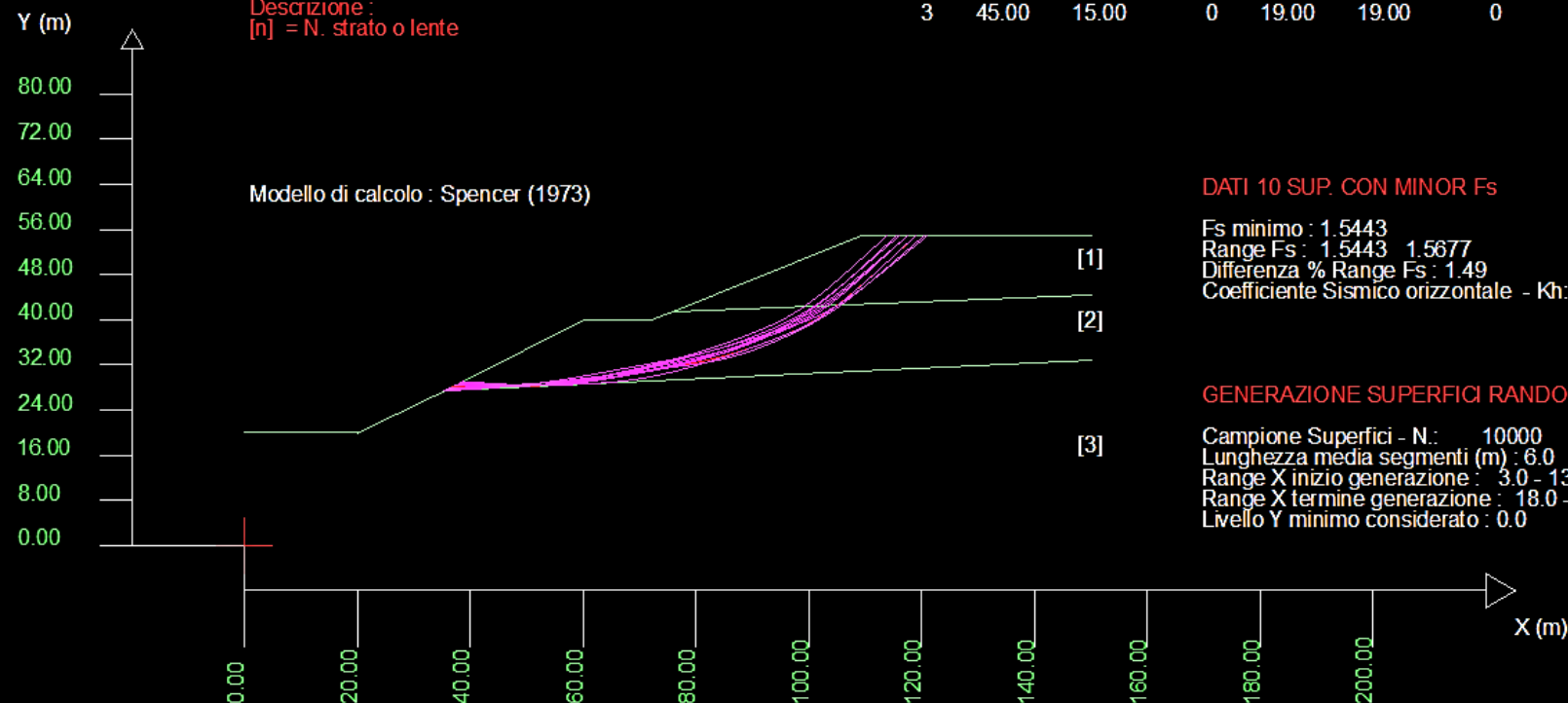


SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 30/4/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi° deg	C° kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	30.00	4.00	0	17.00	17.00	0	0	0	0
2	15.00	25.00	0	19.00	19.00	0	0	0	0
3	45.00	15.00	0	19.00	19.00	0	0	0	0



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.5443  
Range Fs : 1.5443 - 1.5677  
Differenza % Range Fs : 1.49  
Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000  
Lunghezza media segmenti (m) : 6.0  
Range X inizio generazione : 3.0 - 138.0  
Range X termine generazione : 18.0 - 147.0  
Livello Y minimo considerato : 0.0

Data : 30/4/2019  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

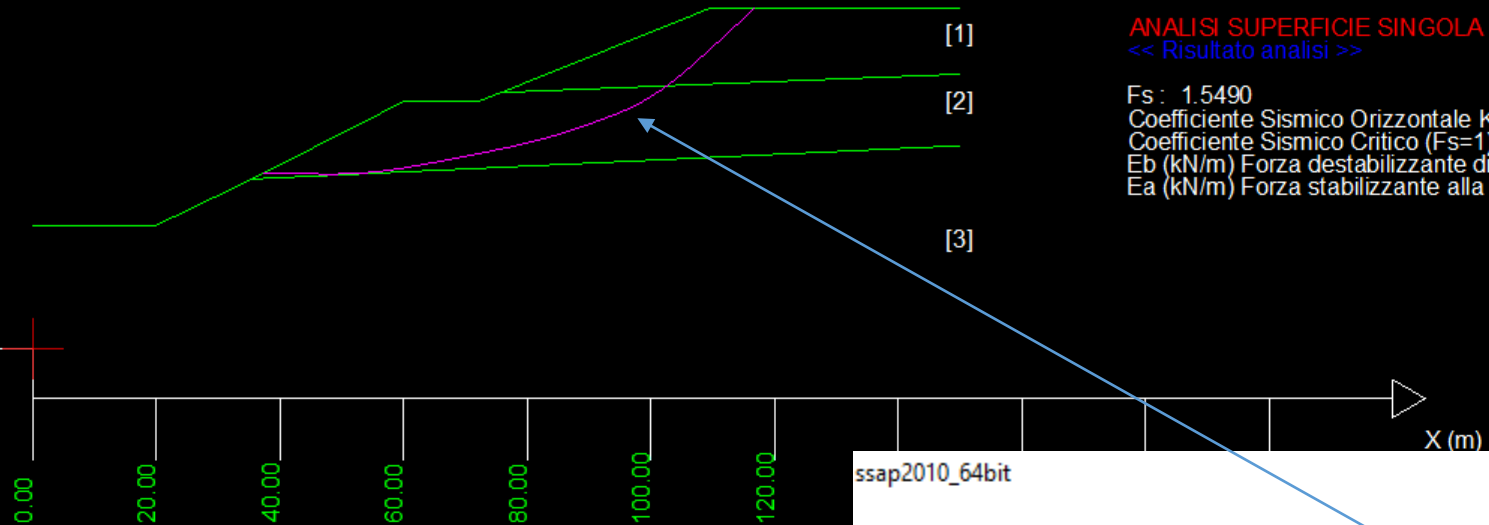
# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi' deg	C' kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	30.00	4.00	0	17.00	17.00	0	0	0	0
2	15.00	25.00	0	19.00	19.00	0	0	0	0
3	45.00	15.00	0	19.00	19.00	0	0	0	0

Y (m)

80.00  
72.00  
64.00  
56.00  
48.00  
40.00  
32.00  
24.00  
16.00  
8.00  
0.00

Modello di calcolo : Spencer (1973)



ANALISI SUPERFICIE SINGOLA  
<< Risultato analisi >>

Fs : 1.5490  
Coefficiente Sismico Orizzontale Kh : 0.0000  
Coefficiente Sismico Critico (Fs=1) : 0.15125  
Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00  
Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

X (m)

ssap2010\_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

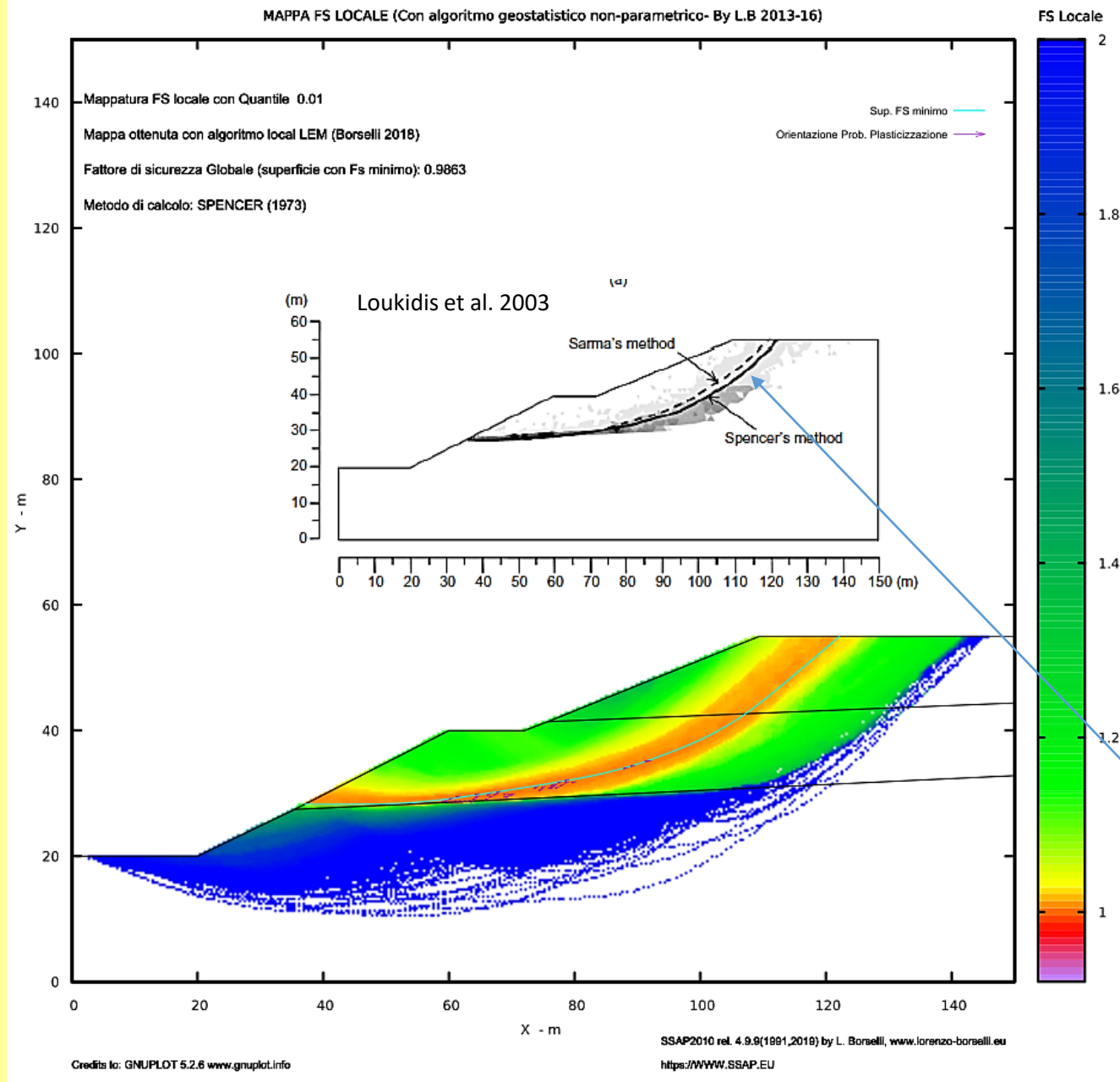
METODO DI CALCOLO	Fs	lambda	MLD	Kc	Esito	Note
JANBU_RIGOROSO(1973)	1.5544	1.0000	0.0587	0.1525	Verificata	
SPENCER(1973)	1.5490	0.2848	0.0582	0.1513	Verificata	
SARMA_I(1973)	1.5498	0.7178	0.0579	0.1513	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)	1.5504	0.3231	0.0582	0.1519	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)	1.5498	0.2004	0.0586	0.1519	Verificata	
SARMA_II(1979)	1.5515	0.8197	0.0580	0.1525	Verificata	
BORSELLI(2016)	1.5513	0.2448	0.0580	0.1525	Verificata	

Table 3. Comparison of values of horizontal critical seismic coefficient,  $k_c$ , for example 2 by various methods of analysis

Method of analysis	$k_c$
Numerical upper bound method	0.172
Numerical lower bound method	0.148
Finite element method	0.161
Spencer's method	0.155
Sarma's method	0.159

## ESEMPIO 2.7

Kc calcolato da SSAP sulla superficie identificata con minor FS



La mappa di FS con algoritmo di Local LEM, In SSAP , ottenuta utilizzando  $K_h=0.1513$  e  $K_v=0$ , coincide con la FEM Shear Band identificata da Loukidis et al. 2003

## ORIGINAL ARTICLE

## **A study on geotechnical characterization and stability of downstream slope of a tailings dam to improve its storage capacity (Turkey)**

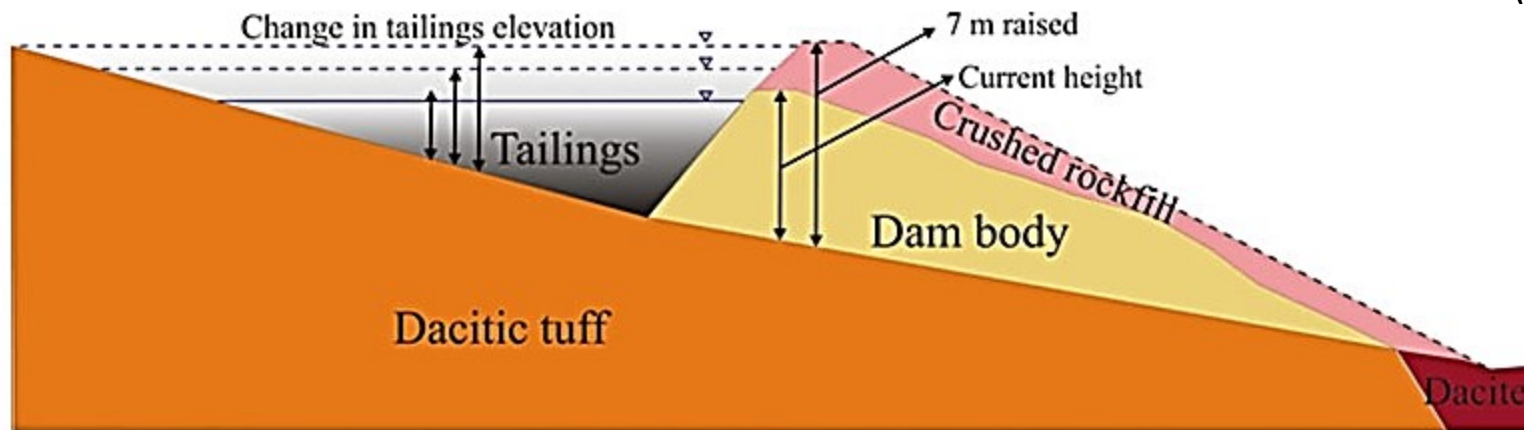
Nazli Tunar Ozcan · Resat Ulusay ·  
Nihat Sinan Isik

Received: 3 May 2012 / Accepted: 18 September 2012 / Published online: 2 October 2012  
© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2012

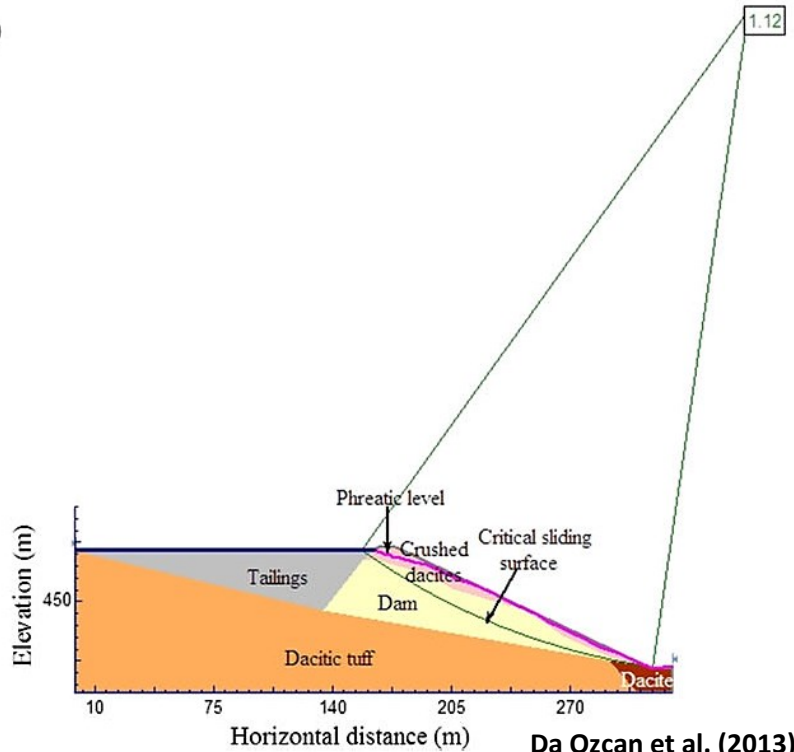
In questo articolo (Ozacan et al. 2013) gli autori effettuano una complessa verifica di stabilità per valutare il grado di stabilità di una Tailings Dam che accumula i residui post flottazione della lavorazione di minerale di Rame e Zinco in Turchia.

La analisi più complessa e completa è stata effettuata dagli Autori con software a elementi finiti (PHASE 2.0 di Rocscience). La analisi considera condizioni sia statiche che dinamiche (sisma Magnitudo 7). Il progetto di consolidazione del Tailing Dam esistente prevede la costruzione di una copertura con rockfill di dacite frantumata che viene modellizzato con un criterio Hoek-GSI di tipo non lineare.

## ESEMPIO 2.8



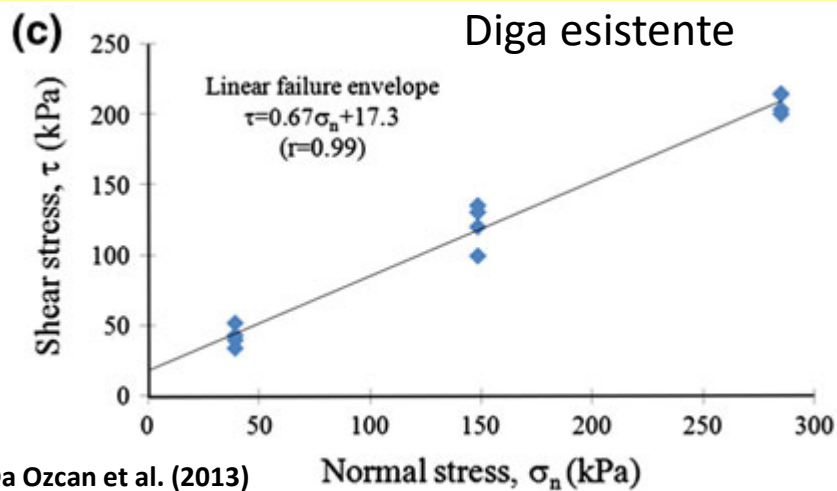
(c)



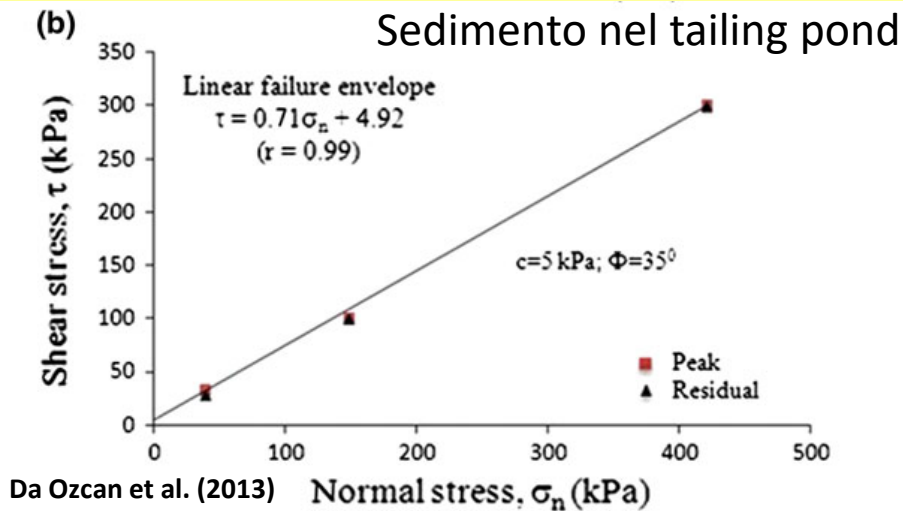
Da Ozcan et al. (2013)

Il progetto prevede l'innalzamento di 7 m della diga esistente con un rockfill di dacite frantumata fino a una quota massima di 478 m.

Con la analisi LEM classica il fattore di sicurezza (superficie circolari) arriva a  $FS=1.12$  per condizioni statiche



Da Ozcan et al. (2013)



Da Ozcan et al. (2013)

## ESEMPIO 2.8

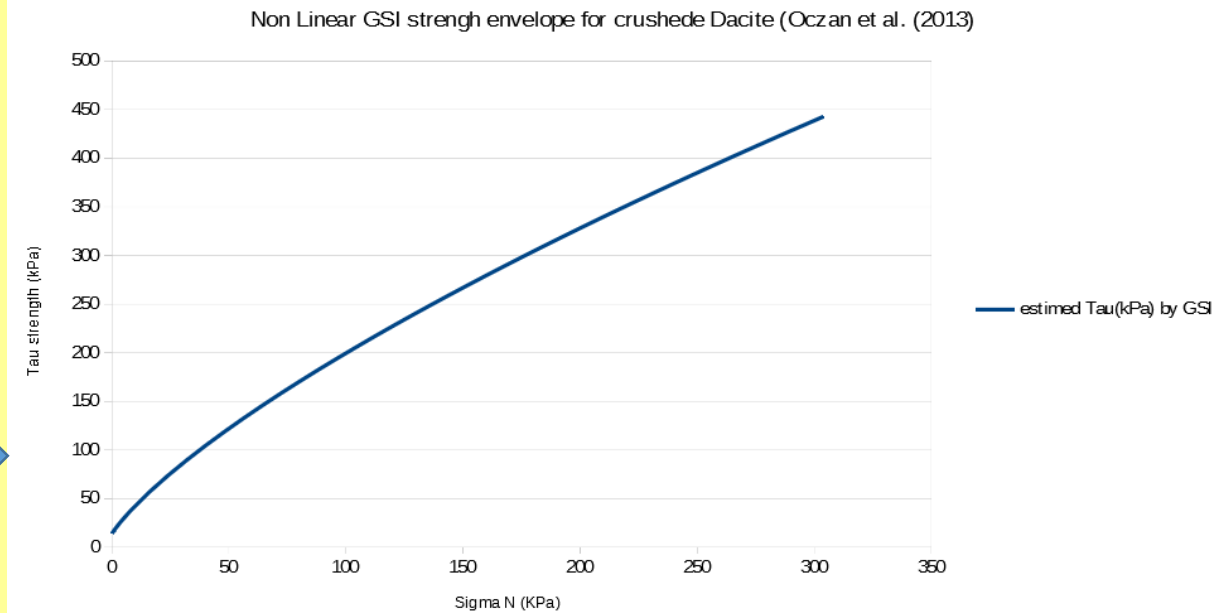
Table 3 Hoek-Brown parameters of the crushed dacite

Da Ozcan et al. (2013)

$J_v$ (joint/m <sup>3</sup> )	SR	SCR	GSI	$a$	$d_f$	$b_m$	$b_s$	$s$	$m_i$	$m_b$
60.6	8	9	29.5	0.5	0.9	16.5	6.55	$2.1 \times 10^{-5}$	25	0.35

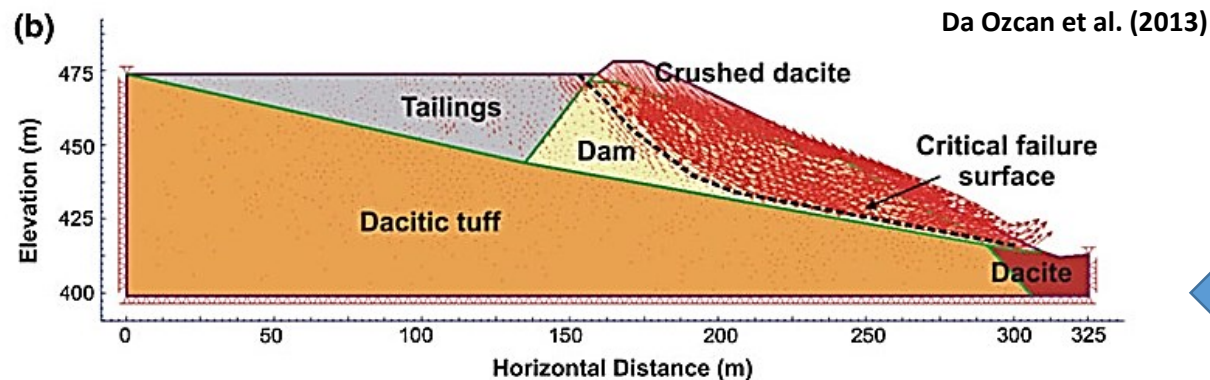
**Resistenza al taglio derivata per i materiali del Nuovo tailing Dam**  
**Fa Ozcan et al. (2013)**

Inviluppo di rottura assunto per Rockfill di dacite frantumata  
 Secondo modello Hoek - GSI  
 Dacite con Con UCS=50 MPa.



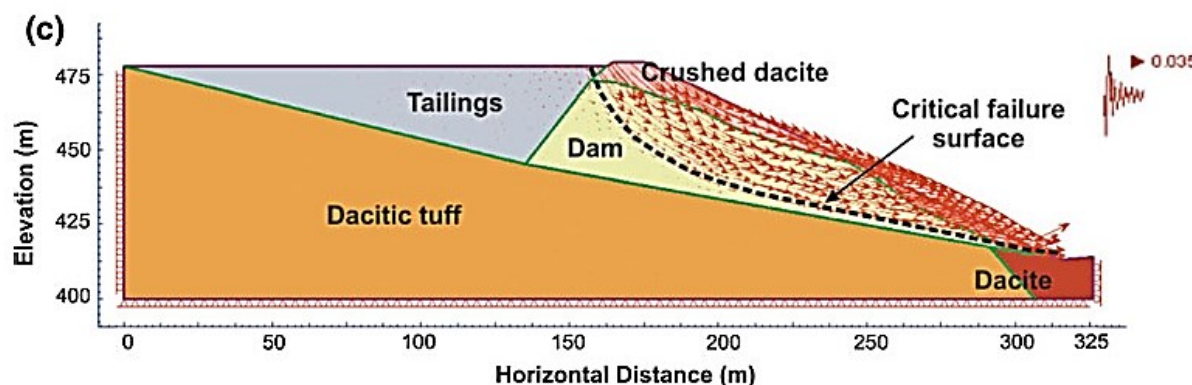


## ESEMPIO 2.8



**Modello di verifica FEM**  
**Vengono individuate superfici critiche non circolari**

**$F_s = 1.14$  condizioni statiche**



**$F_s = 1.06$  condizioni dinamiche**  
 **$K_h = 0.035$ ,  $K_v = 0.035$**

**Table 5** Safety factors (SF) obtained from the numerical analyses for static condition

Dam condition	Tailings elevation (m)	SF
Current dam	468.5	1.14
An increase of 7 m in the dam height	468.5	1.52
	472.5	1.29
	475.5	1.18
	478.0	1.14

Da Ozcan et al. (2013)

Fattori di sicurezza ottenuti considerando varie quote di elevazione del rilevato..considerando il rivestimento di rockfill da implementare

In SSAP viene considerata la quota più elevata



SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 8/6/2019

Localita' :

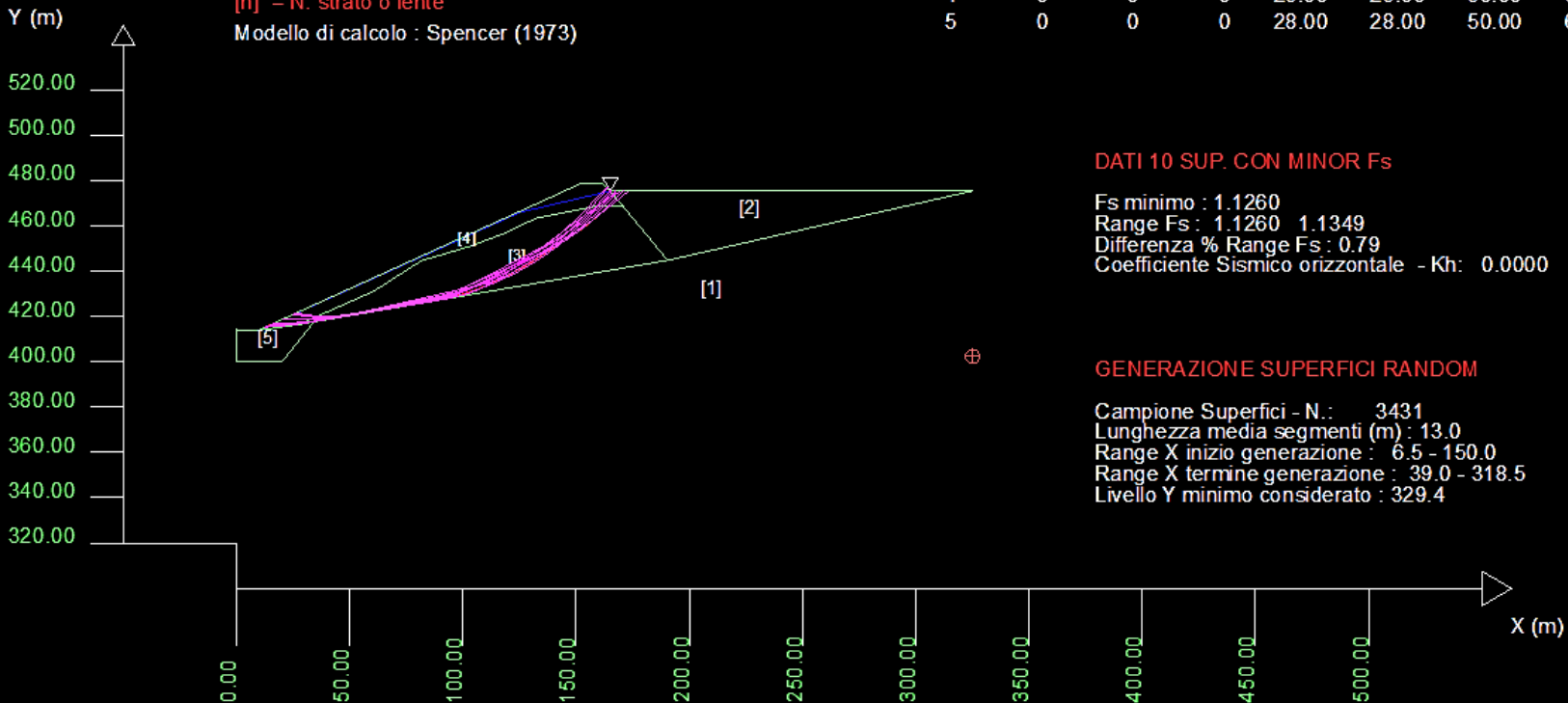
Descrizione :

[n] = N. strato o lente

Modello di calcolo : Spencer (1973)

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	38.00	50.00	0	22.00	22.00	0	0	0	0
2	35.00	5.00	0	31.00	31.00	0	0	0	0
3	34.00	17.30	0	20.00	20.00	0	0	0	0
4	0	0	0	23.00	25.00	50.00	30.00	25.00	0.82
5	0	0	0	28.00	28.00	50.00	60.00	25.00	0

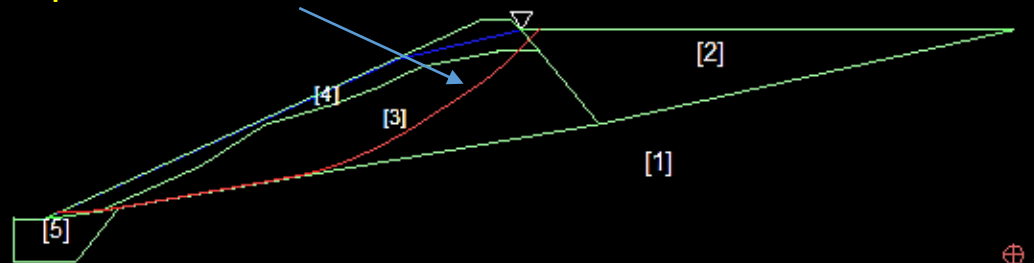


**Analisi in SSAP con SNIFF RANDOM SEARCH.**

**Fs compreso tra 1.126 e 1.135**  
**Per condizione statica.**

**ESEMPIO 2.8**

**Sup. FS minimo Fs=1.126**



## ESEMPIO 2.8

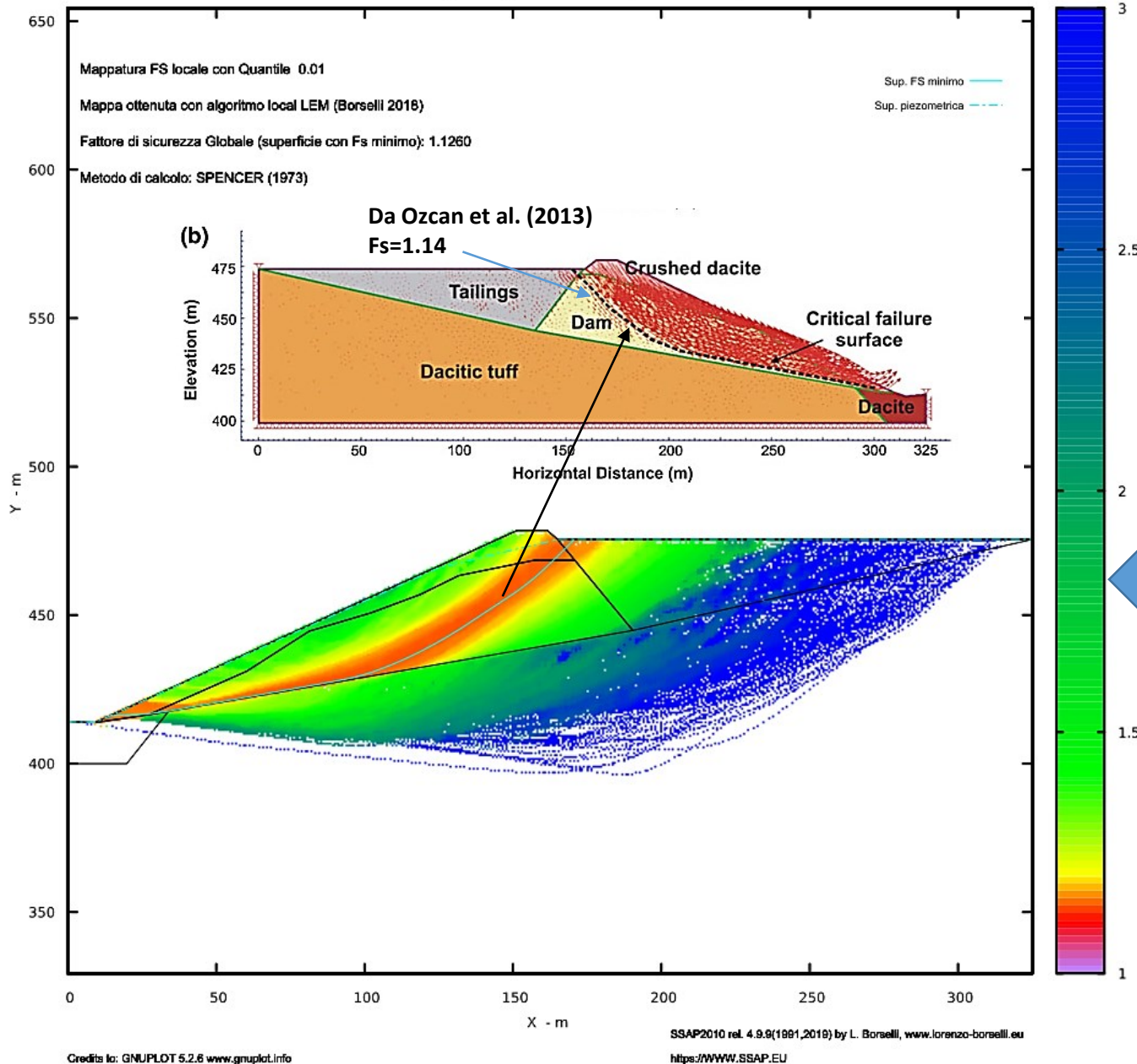


Diagramma che  
 identifica la banda  
 delle superficie con  
 minor FS con  
 andamento non  
 circolare.  
 Per condizione statica

Data : 8/6/2019

Localita' :

Descrizione :

[n] = N. strato o lente

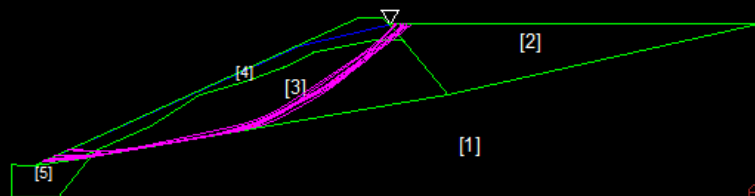
Modello di calcolo : Spencer (1973)

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	38.00	50.00	0	22.00	22.00	0	0	0	0
2	35.00	5.00	0	31.00	31.00	0	0	0	0
3	34.00	17.30	0	20.00	20.00	0	0	0	0
4	0	0	0	23.00	25.00	50.00	30.00	25.00	0.82
5	0	0	0	28.00	28.00	50.00	60.00	25.00	0

Y (m)

520.00  
500.00  
480.00  
460.00  
440.00  
420.00  
400.00  
380.00  
360.00  
340.00  
320.00



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.0290

Range Fs : 1.0290 - 1.0497

Differenza % Range Fs : 1.98

Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0350

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 3042

Lunghezza media segmenti (m) : 13.0

Range X inizio generazione : 6.5 - 150.0

Range X termine generazione : 39.0 - 318.5

Livello Y minimo considerato : 329.4

Analisi in SSAP  
con SNIFF  
RANDOM  
SEARCH.

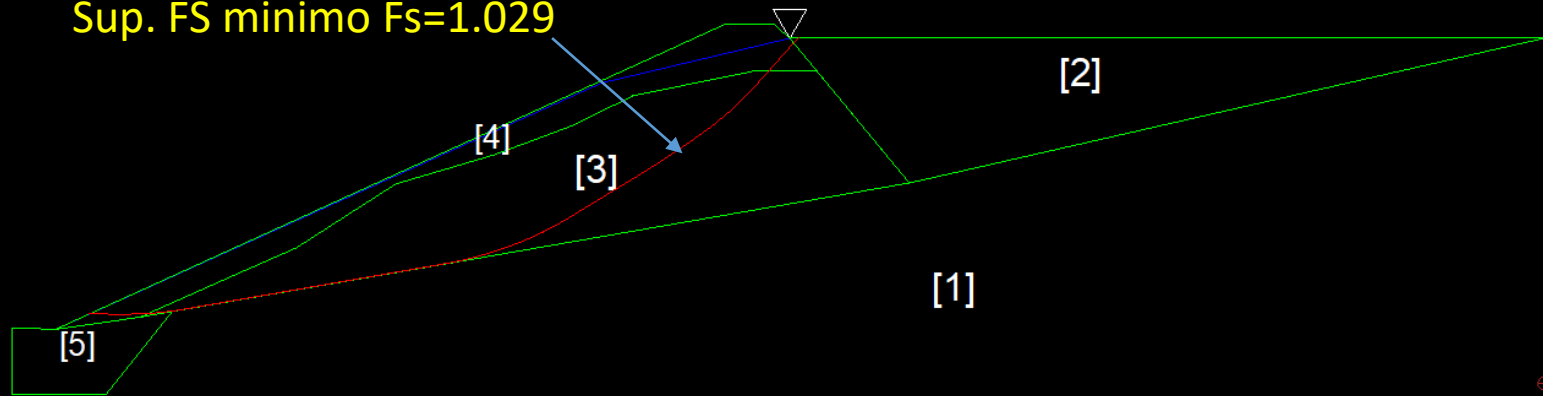
Fs compreso tra  
1.029 e 1.05

Per condizione  
dinamica.

Kh=0.035

Kv=0.035

Sup. FS minimo Fs=1.029



## ESEMPIO 2.8

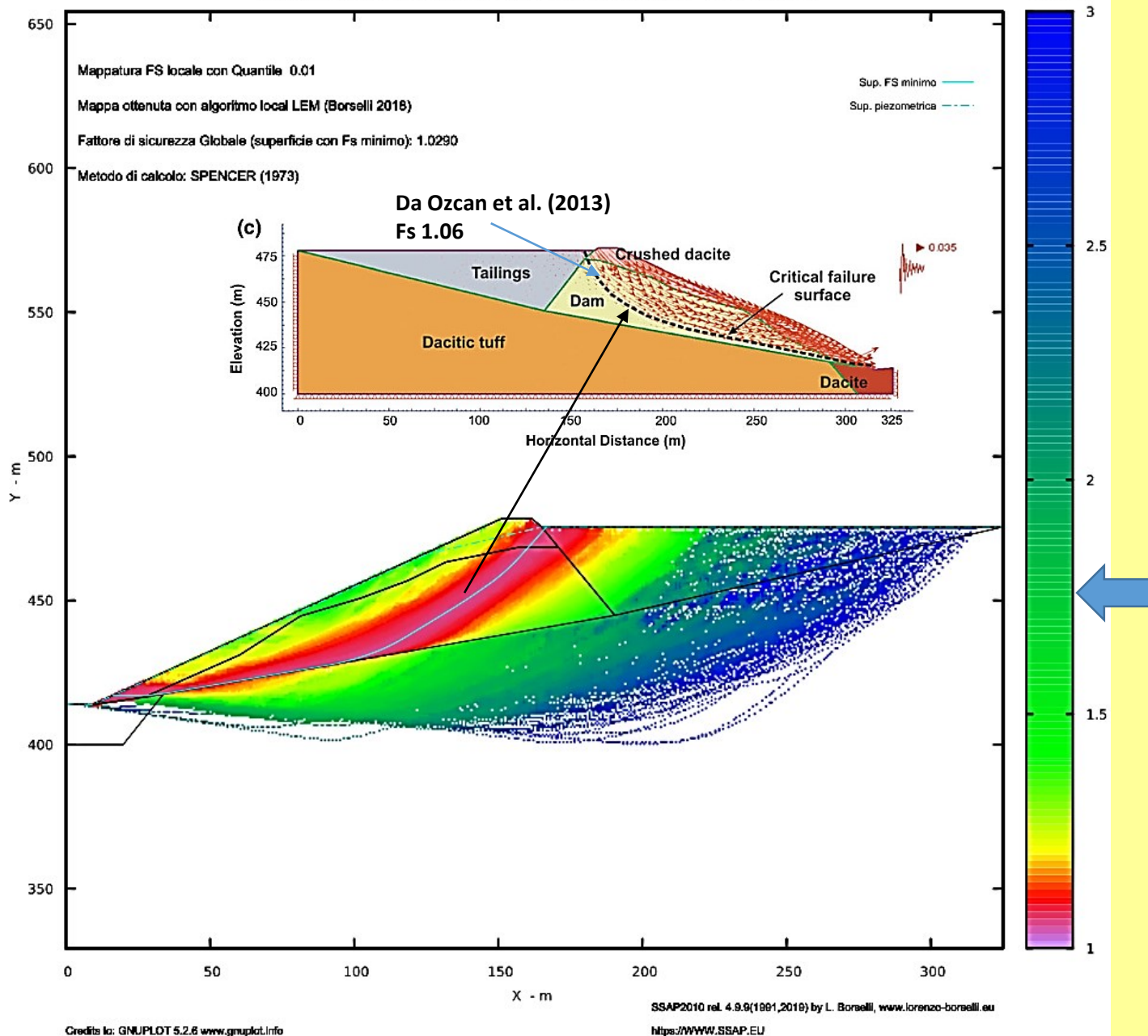
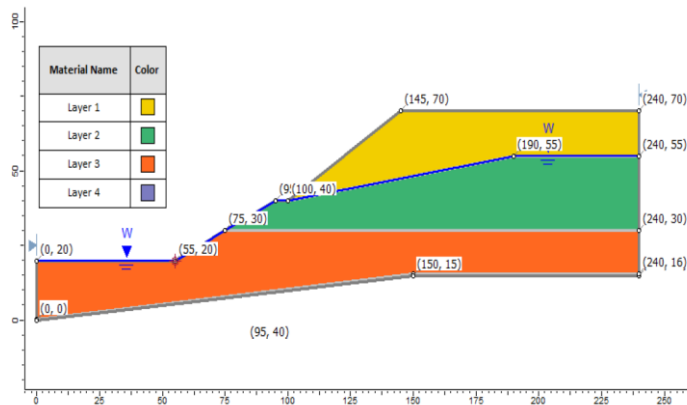


Diagramma che  
 indentifica la banda  
 delle superfici con  
 minor FS con  
 andamento non  
 circolare.  
 Per condizione  
 dinamica

## ESEMPIO 2.9



## Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis

ZU-YU CHEN AND CHANG-MING SHAO

*Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power Research, P.O. Box 366, Beijing, People's Republic of China*

Received September 1, 1987

Accepted April 11, 1988

This paper explores the feasibility of using optimization methods to search for the minimum factor of safety in slope stability analysis. The routine procedure includes comparing a number of admissible surfaces that are basically selected by random searches. Low efficiency and unreliability are the problems commonly encountered.

Optimization methods allow a mathematically rigorous and reliable search for the minimum factor of safety and its associated "critical slip surfaces." This paper employs simplex, steepest descent, and Davidon–Fletcher–Powell (DFP) methods. The results of a number of test problems, in conjunction with closed-form and grid search solutions, showed that all the above-mentioned methods can provide reasonable results. Case history analyses supported the feasibility of the methods. Modifications to the DFP method were found to be essential for successful implementation of the minimization procedure.

**Key words:** slope stability, landslide, analysis, limit equilibrium, interslice forces, factor of safety, spline function, optimization methods, case history.

Can. Geotech. J. 25, 735–748 (1988)

## EFFICIENT MONTE CARLO TECHNIQUE FOR LOCATING CRITICAL SLIP SURFACE

By Venanzio R. Greco<sup>1</sup>

**ABSTRACT:** The search for the critical slip surface in slope-stability analysis is performed by means of a minimization of the safety factor. The procedures most widely used are deterministic methods of nonlinear programming, and random search methods have been neglected, since they are considered to be generally less efficient. In this paper, an efficient Monte-Carlo method for locating the critical slip surface is presented. The procedure is articulated in a sequence of stages, where each new slip surface is randomly generated by an appropriate technique. From a comparative analysis, the proposed method provides solutions of the same quality as the best nonlinear programming methods. However, the structure of the presented method is very simple, and it can be more easily programmed, integrated, and modified for particular exigencies.

<sup>1</sup>Asst. Prof., Università della Calabria, Facoltà di Ingegneria, 87030 Roges di Rende (Cs), Italy.

Note. Discussion open until December 1, 1996. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 1, 1994. This paper is part of the *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 7, July, 1996. ©ASCE, ISSN 0733-9410/96/0007-0517-0525/\$4.00 + \$.50 per page. Paper No. 8785.

In questo esempio analizziamo un pendio tattato da Chen & Shao(1988) e Greco (1996), RocScience(2016).

Un pendio multistrato con un sottile strato a bassa resistenza alla base.



## Slide Verification Problem #20

## SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

*Slope, (4) materials, weak layer, water table*

## 20.1 Introduction

This model is taken from Greco (1996) example #5, and it was originally published by Chen and Shao (1988). It consists of a layered slope with pore pressure and a weak seam.

## 20.2 Problem Description

Verification problem #20 is shown in Figure 20.1. The material properties are given in Table 20.1. The position of the critical slip surface and the corresponding factor of safety is calculated for a circular and noncircular slip surface. The weak seam is modeled as a 0.5m thick material layer at the base of the model.

## 20.3 Geometry and Material Properties

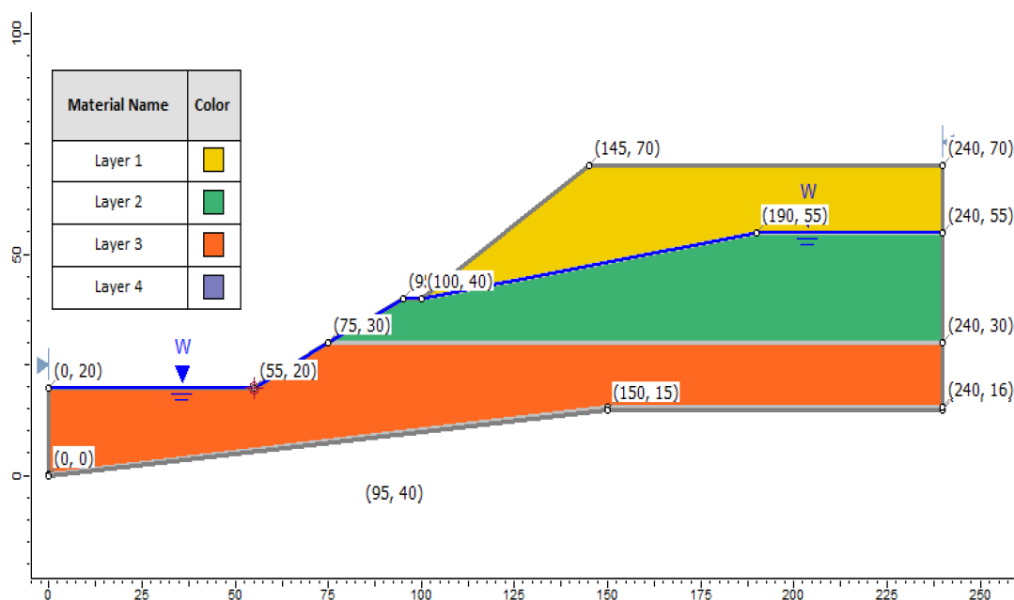


Figure 20.1 – Geometry Setup in Slide

Table 20.1: Soil Properties

	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (deg.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Layer 1	9.8	35	20
Layer 2	58.8	25	19
Layer 3	19.8	30	21.5
Layer 4	9.8	16	21.5

## Slide

2D limit equilibrium slope stability  
for soil and rock slopes

Slope Stability  
Verification Manual

© 2016 Rocscience Inc.

Dati pendio da Greco (1996)

TABLE 9. Geotechnical Parameters for Example 5

Layer (1)	$\phi'$ (degrees) (2)	$c'$ (kPa) (3)	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> ) (4)
1	35°	9.8	2.00
2	25°	58.8	1.90
3	30°	19.8	2.15
4	16°	9.8	2.15

Dati pendio con SLIDE versione  
7.0 (SLIDE Verification Manual),  
Rocscience Inc.(2016)

## ESEMPIO 2.9

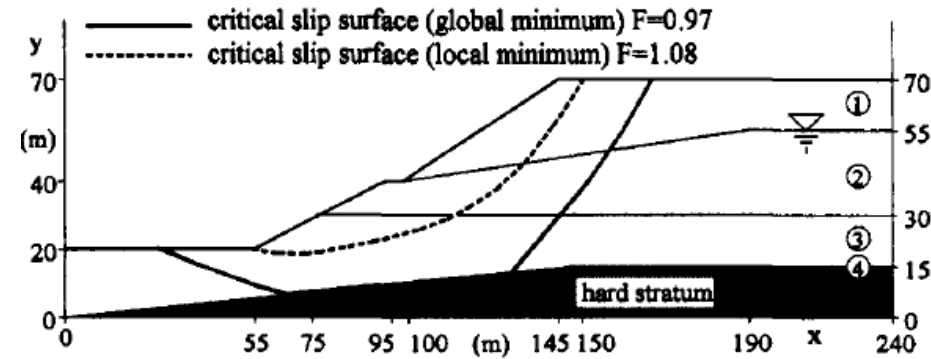
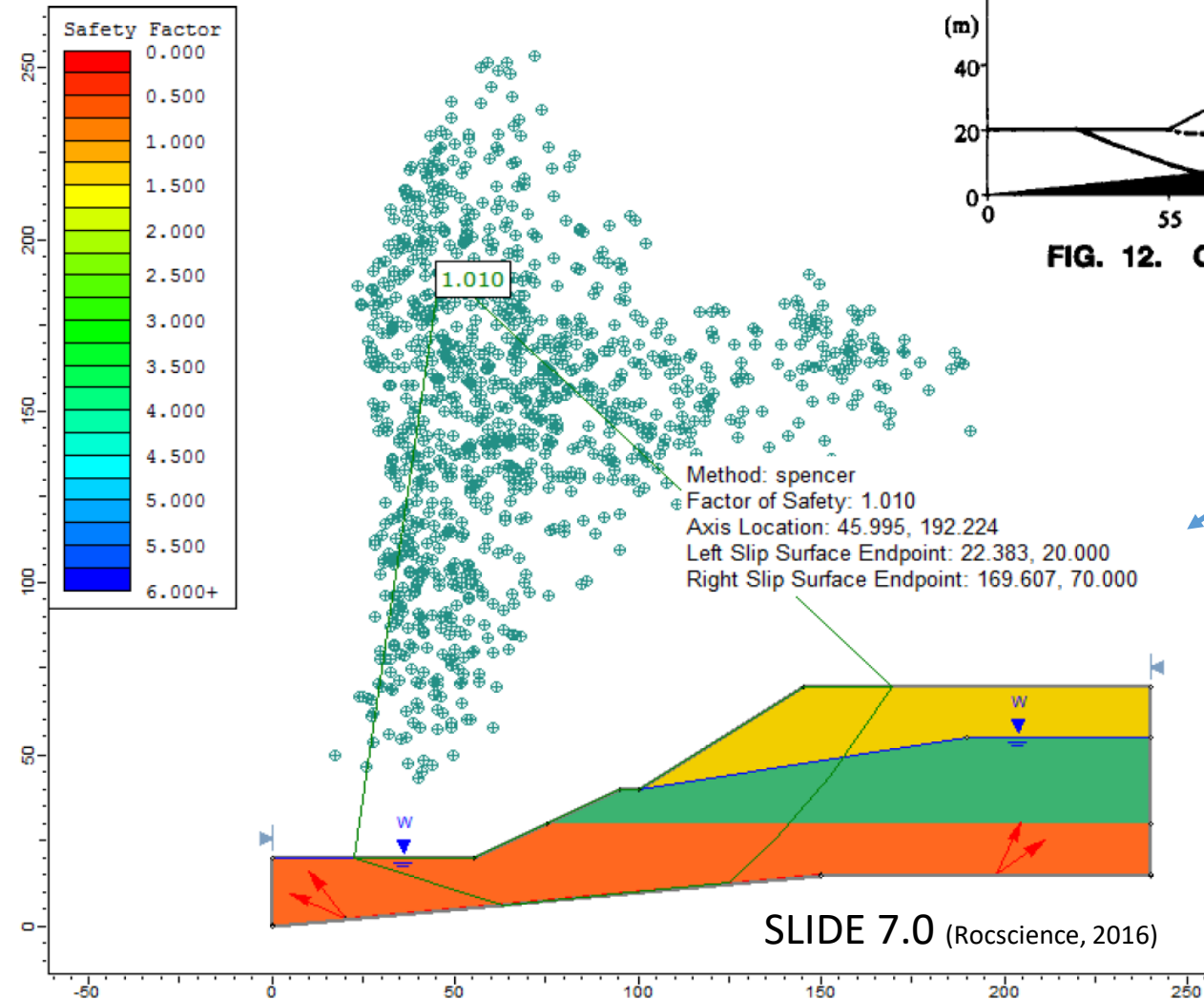
### Noncircular – using Block search polyline in the weak seam and Monte-Carlo optimization

Method	Factor of Safety
Spencer	1.010

SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

Note: Chen and Shao (1988) Spencer Factor of Safety = 1.01 - 1.03

Greco (1996) Spencer Factor of Safety = 0.973 - 1.1



**FIG. 12. Cross Section of Slope in Example 5**

## Greco(1996)

**Risultati finali**  
**Superficie con minor**  
**FS ottenuta con**  
**metodo Spencer**

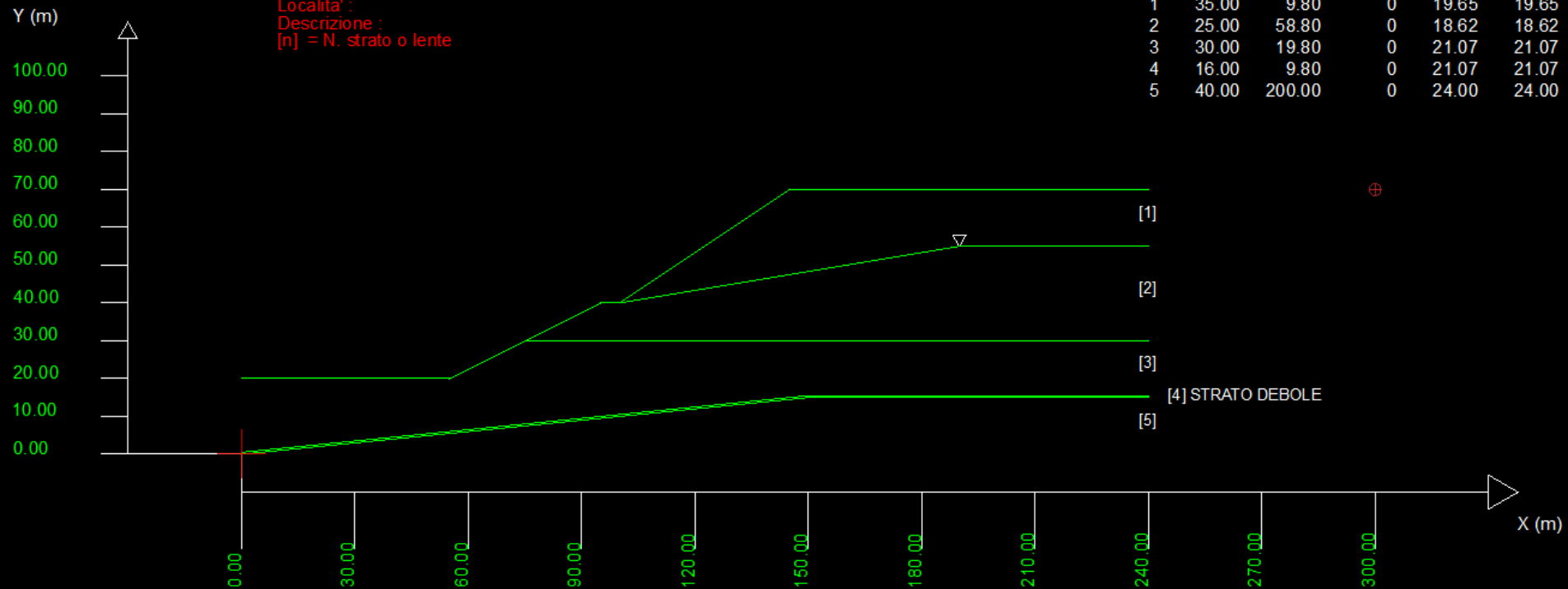
SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

***N.B.: esistono lievi differenze nel valore del peso unitario nei vari strati nel modelo di Greco (1996) e in SLIDE 7.0***

**Figure 20.4 – Noncircular failure surface, using the Spencer method and block search**

Data : 16/6/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

#	Parametri Geotecnici degli strati #					
N.	$\phi_i^\circ$	C'	Cu	Gamm	GammSat	
..	deg	kPa	kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	35.00	9.80	0	19.65	19.65	
2	25.00	58.80	0	18.62	18.62	
3	30.00	19.80	0	21.07	21.07	
4	16.00	9.80	0	21.07	21.07	
5	40.00	200.00	0	24.00	24.00	



Lo strato 4 e' uno strato dello spessore di 0.5 m sopra roccia.  
 I parametri del modelo utilizzato da SSAP sono gli stessi usati da Greco(1996), ma convertiti completamente in unita' SI.

## ESEMPIO 2.9



ESEMPIO 2.9

1

2

3

4

5

Coefficiente sismico orizzontale - Kh

0.000

Coefficiente c=Kv/Kh

0.500

☐ Kv (negativo)

Metodo

☐ JANBU RIGOROSO (1973)

☒ SPENCER (1973)

☐ SARMA I (1973)

☐ MORGESTERN - PRICE (1965)

☐ CHEN - MORGESTERN (1983)

☐ SARMA II (1979)

☐ BORSELLI (2016)

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$

Esplora spazio (lambda0,fs0)

Metodo

☒ A (rapido e accurato)

☐ B (più accurato)

☐ C (molto più accurato)

CONTROLLO STABILITA' NUMERICA

% Tolleranza stress normali negativi

100 %

0.0 50 100

% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| >1.0

100 %

0.0 50 100

Reimposta Valori Standard

☐ Stabilizzatore numerico attivo

MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI

☐ RANDOM SEARCH (RS)

☐ CONVEX RANDOM SEARCH (CRS)

☒ SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 2.7

SOLO PER CONVEX

☐ Convessita' limitata

Delta alpha

10.00

SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH

Steps di scansione

80

Frequenza attivazione

0.75

☐ Variante NO-CONVEX SNIFF

No-convex oscillazione masima (gradi)

-10.00

☐ ottimizza tracciante discontinuita' sottili

TIRANTI - ANCORAGGI

☐ PASSIVI

☐ ATTIVI

Distribuzione resistenza

☐ Rettangolare

☐ Trapezoidale

PALIFICATE

Metodo calcolo

☐ ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTIS (1997)

☐ KUMAR-HALL (2006) (+ conservativo)

☒ Applicare nuova metodologia Calcolo Mobilizzazione

Criterio Calcolo Mobilizzazione

☐ MAX [ Fp m , E(x) ]

☐ MIN [ Fp m , E(x) ]

Fattore di riduzione Fp (NTC2018)

( Variare da 1 a 100 )

1.00

% di massima mobilizzazione teorica

100.00 (%)

SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

☐ EFFETTO ATTIVATO

Opzioni Smussatore

☒ EFFETTO DISATTIVATO

TENSION CRACKS TESTA PENDIO

☒ EFFETTO DISATTIVATO

☐ EFFETTO ATTIVATO

Opzioni Tension Cracks

FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA

Forza Ea (alla Base) - kN/m

0.00

Forza Eb (in Testa) - kN/m

0.00

NTC2018/EC-7 - ROCCE

☐ DISATTIVATO

☐ ATTIVATO

ROCCE - Criterio Hoek et al. (2002)

☐ HB Generalizzato - Carranza-Torres(2004)

☐ HB Generalizzato - Lei et al.(2016)

☐ HB Generalizzato - Lee et Pietruszczack(2017)

ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI

☐ DISATTIVATO

☒ ATTIVATO

FILTRAGGIO SUPERFICI

☒ FILTRARE

☐ NON FILTRARE

PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO

☐ CON OSTACOLO

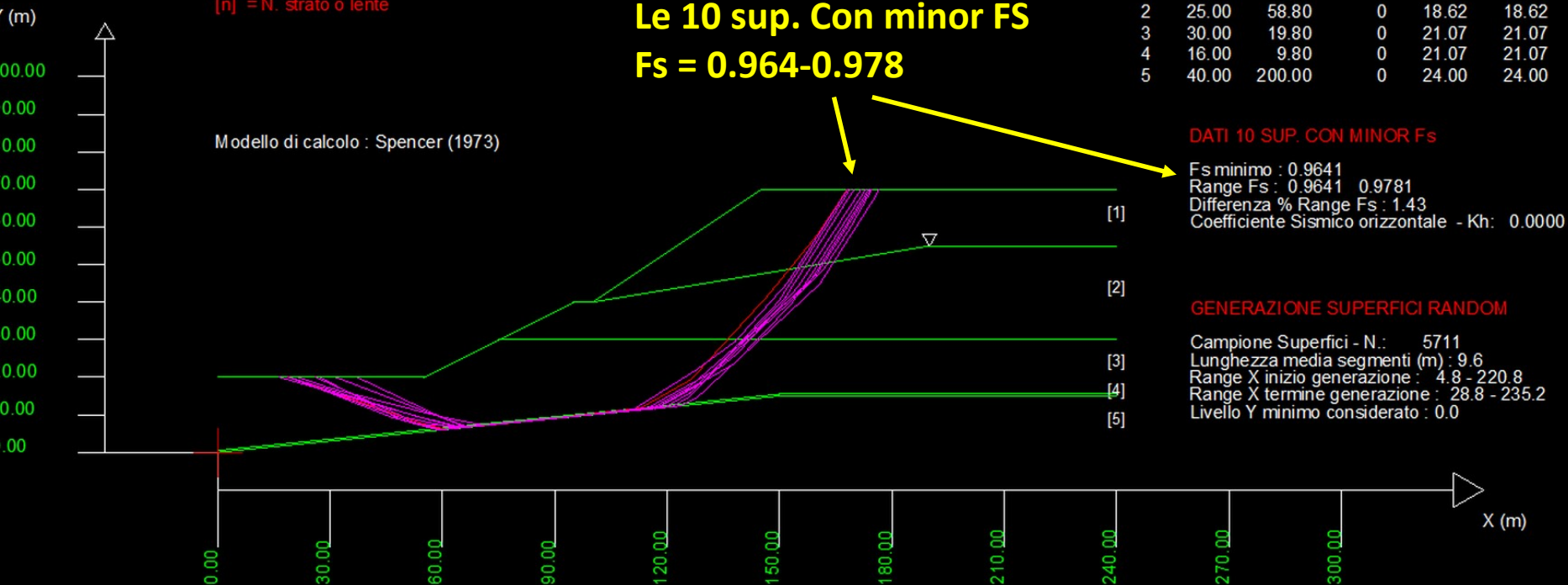
☒ SENZA OSTACOLO

**IMPOSTAZIONI per la verifica utilizzate in SSAP nella finestra OPZIONI GENERALI.**  
Si noti che si e' utilizzato il motore SNIFF RANDOM SEARCH (4) e sono state disattivate le procedure di STABILIZZAZIONE NUMERICA (3) (questa opzione e' impostata per conformita' con i precedenti studi che non si sono avvalsi di speciali algoritmi di calcolo)

Documento Validazione Codice SSAP versione 1.4 (16-06-2019)

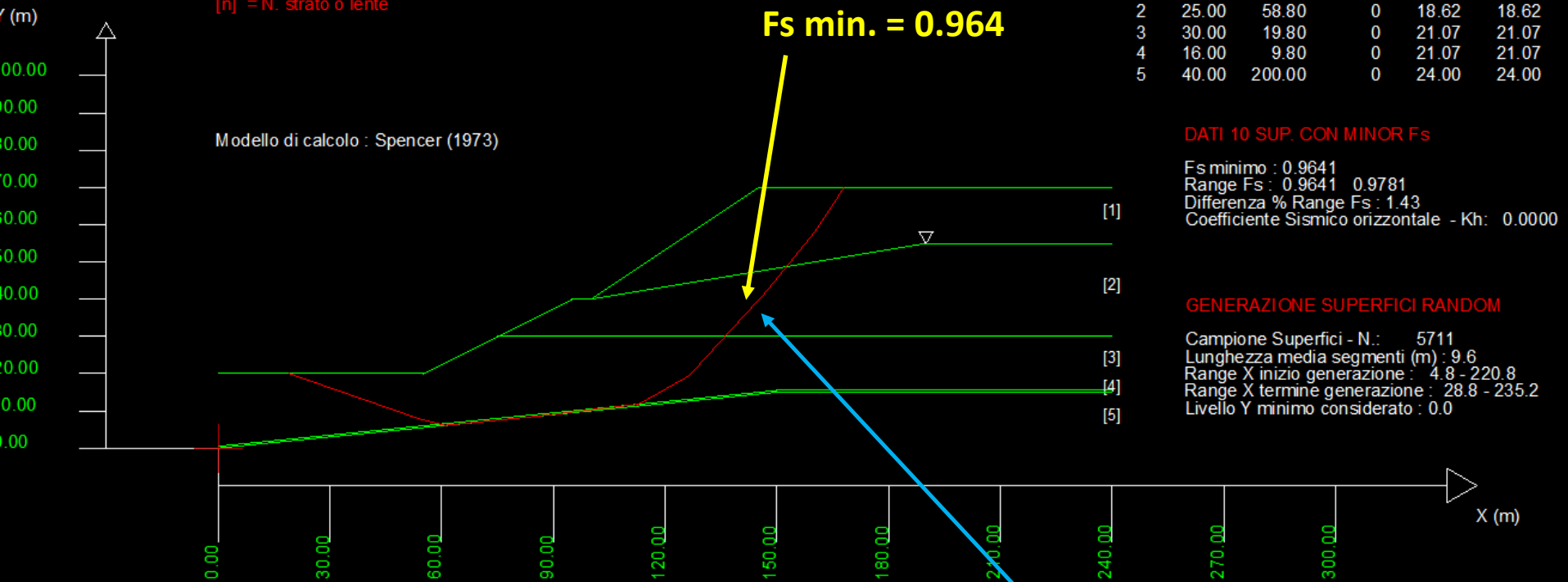
80

Data : 16/6/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente



## ESEMPIO 2.9

Data : 16/6/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente



Comparazione risultato ottenuto con  
 SSAP e con Greco (1996)

## ESEMPIO 2.9

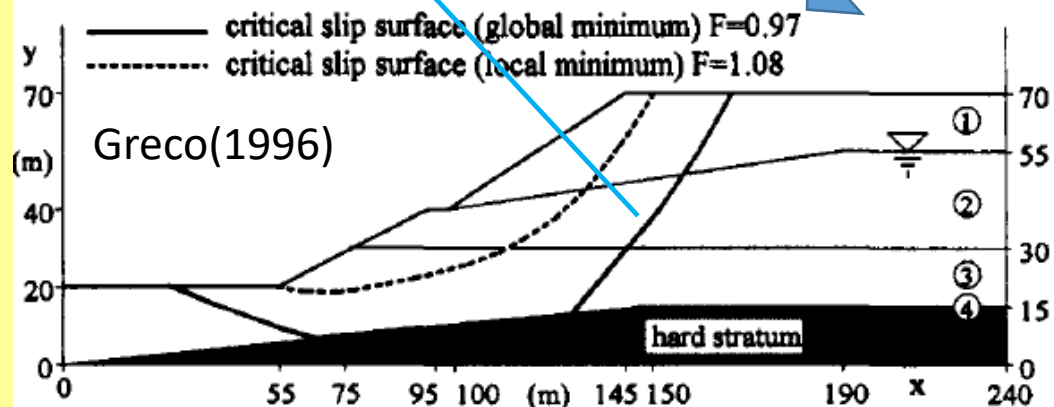


FIG. 12. Cross Section of Slope in Example 5

## Noncircular – using Block search polyline in the weak seam and Monte-Carlo optimization

Method	Factor of Safety
Spencer	1.010

← SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

Note: Chen and Shao (1988) Spencer Factor of Safety = 1.01 - 1.03

Greco (1996) Spencer Factor of Safety = 0.973 - 1.1

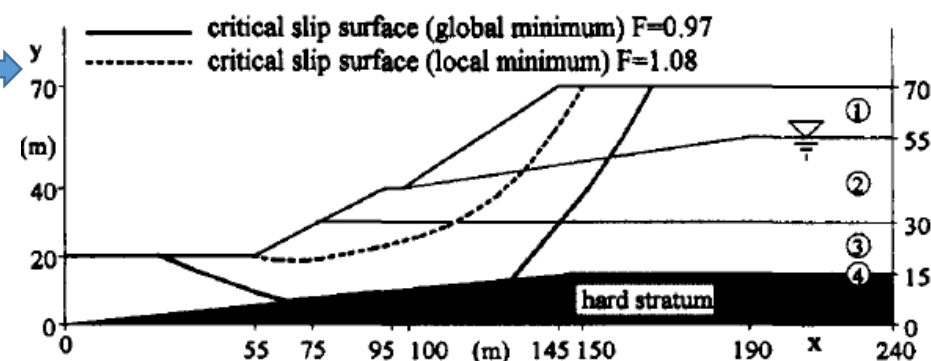
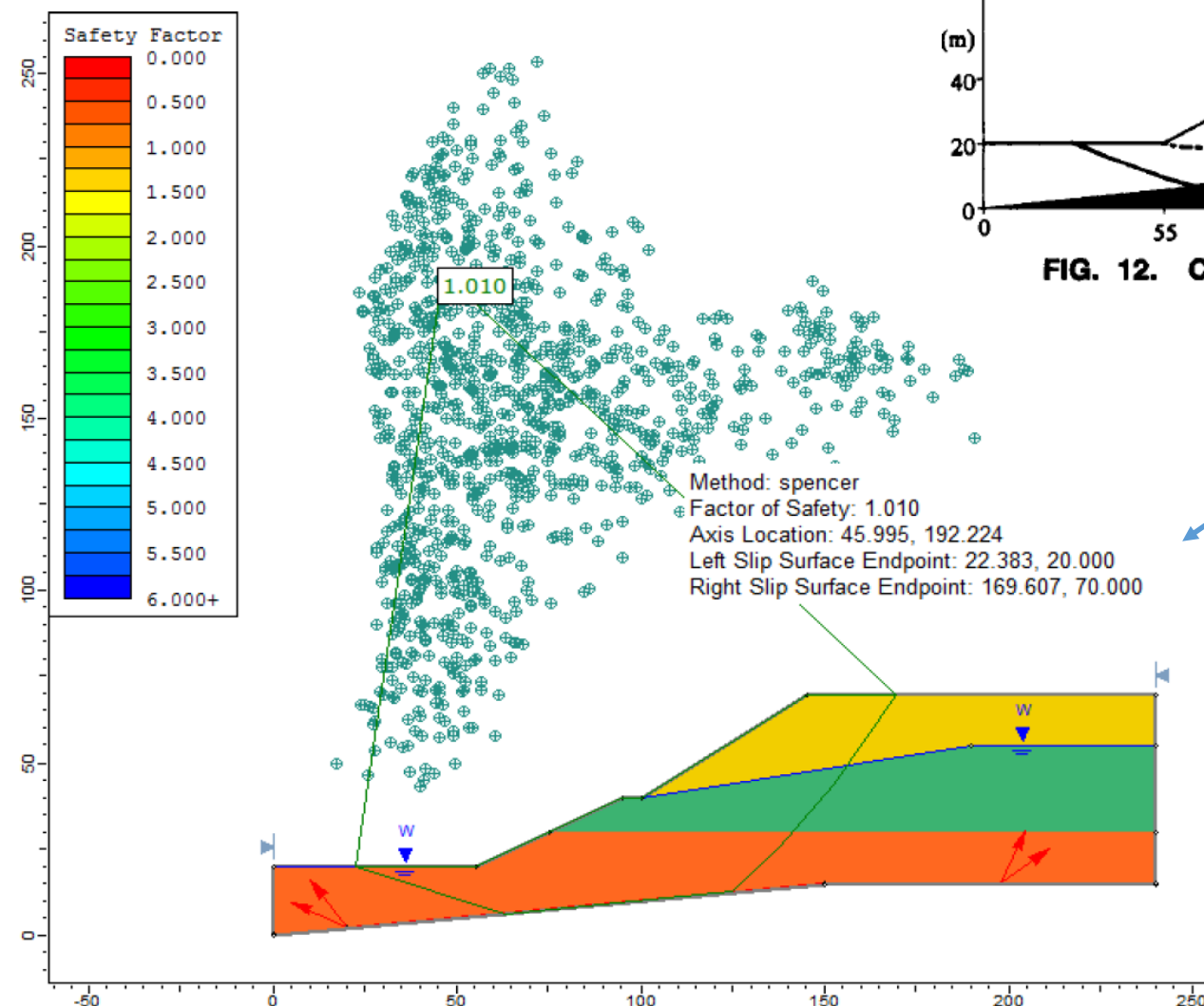


FIG. 12. Cross Section of Slope In Example 5

↑ Greco(1996)

**Risultati finali**  
**Superficie con minor**  
**FS ottenuta con**  
**metodo Spencer**

← SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

*N.B.: esistono lievi differenze nel valore del peso unitario nei vari strati nel modello di Greco (1996) e in SLIDE 7.0*

Figure 20.4 – Noncircular failure surface, using the Spencer method and block search

**Gli esempi di riferimento utilizzati nella parte 2 di questo documento sono stati scelti in funzione delle seguenti caratteristiche :**

- 1. Presenza in riviste scientifiche internazionali.**
- 2. Utilizzo di metodi di calcolo LEM (rigorosi) e/a metodi Analisi Limite(LA) e/o elementi finiti (FEM) e/o Strength reduction Method (SRM).**
- 3. Descrizione completa dei parametri di resistenza la taglio e elementi di rinforzo del pendio.**

**I risultati di comparazione permettono di trarre alcune conclusioni:**

- 1. I risultati ottenuti con SSAP sono comparabili completamente con quelli ottenuti nei diversi lavori pubblicati in riviste internazionali di Geotecnica.**
- 2. I valori di FS ottenuti e le superfici individuate da SSAP sono praticamente coincidenti con quelli pubblicati , nonostante in alcuni casi questi siano calcolati con metodi di calcolo alternativi a quelli LEM come: LA , SRM e FEM.**
- 3. La comparazione dei risultati di identificazione di coefficienti sismici critici  $K_c$ , confermano la affidabilit  del metodo numerico utilizzato a questo proposito da SSAP.**
- 4. I motori di ricerca avanzati utilizzati da SSAP confermano la loro validita' nella molteplicit  di condizioni presentate.**
- 5. Le informazioni presentate in questo documento di validazione non sono esclusivamente una comparazione tra valori numerici, ma presentano una discussione di varie e complesse problematiche associate alla stabilit  dei pendii.**

## Riferimenti bibliografici – parte 2

- Berisavljević, Z., Berisavljević, D., Čebašek, V., & Rakić, D. (2015). Slope stability analyses using limit equilibrium and strength reduction methods. *Građevinar*, 67(10.), 975-983.
- Chen, Z. Y., & Shao, C. M. (1988). Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(4), 735-748.
- Cheng, Y. M., Li, L., Chi, S. C., & Wei, W. B. (2007). Particle swarm optimization algorithm for the location of the critical non-circular failure surface in two-dimensional slope stability analysis. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 92-103.
- Greco, V. R. (1996). Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 517-525.
- Han, J., & Leshchinsky, D. (2004). Limit equilibrium and continuum mechanics-based numerical methods for analyzing stability of MSE walls. In *17th ASCE Engineering Mechanics Conference* (pp. 13-16).
- Loukidis, D., Bandini, P., & Salgado, R. (2003). Stability of seismically loaded slopes using limit analysis. *Geotechnique*, 53(5), 463-480.
- Leshchinsky, B., & Ambauen, S. (2015). Limit equilibrium and limit analysis: comparison of benchmark slope stability problems. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(10), 04015043.
- Ozcan, N. T., Ulusay, R., & Isik, N. S. (2013). A study on geotechnical characterization and stability of downstream slope of a tailings dam to improve its storage capacity (Turkey). *Environmental earth sciences*, 69(6), 1871-1890.
- ROCSCIENCE Inc. (2016). SLIDE, 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes, *Slope Stability Verification Manual*. [https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf\\_files/verification/Slide\\_SlopeStabilityVerification.pdf](https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf_files/verification/Slide_SlopeStabilityVerification.pdf)
- Zhang, Y. (2018). Seismic Slope Stability Analysis by Considering Tension Crack. In *Earthquake-Induced Landslides* (pp. 41-62). Springer, Singapore.