



PROLUNGAMENTO DELLA S.S. n° 9 "TANGENZIALE NORD di REGGIO EMILIA" NEL TRATTO DA S. PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

 **COMUNE DI REGGIO EMILIA**
ing. David Zilioli - Dirig. U.diP. Area Nord

IL PROGETTISTA:

dott. ing. Andrea Burchi
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A



GRUPPO DI PROGETTAZIONE:


SITECO
ing. Andrea Burchi

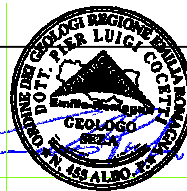
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

dott. ing. Rodolfo Biondi
Ordine Ingegneri di Modena n° 1256



IL GEOLOGO:

dott. geol. Pier Luigi Cocetti
Ordine Geologi della Regione Emilia Romagna n° 455



PROGETTISTA

dott. ing. Andrea Burchi
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A
ANDREA BURCHI
LAUREA SPECIALISTICA
Sezione: A
N° 7927 / A

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

ing. Angela Maria Carbone

VISTO: IL RESPONSABILE
UNITA' DEL COORDINAMENTO

ing. Nicola Dinnella

PROTOCOLLO

DATA

OPERE STRUTTURALI OPERE D'ARTE MINORI: SOTTOVIA ST03-SOTTOVIA PIEVE MODOLENA RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

COBO27

D

1101

NOME FILE

15.52 T00ST03STRRE01A.DWG

REVISIONE

SCALA:

CODICE

ELAB.

T00ST03STRRE01

A

C					
B					
A	EMISSIONE	settembre 2013	ing. S. Venturelli	ing. A. Frascari	ing. A. Burchi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

1	GENERALITA'	3
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	4
	2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche	4
	2.2 Altri documenti	5
3	CRITERI DI CALCOLO	6
	3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica	6
	3.2 Combinazioni di carico	9
	3.2.1 <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	9
	3.2.2 <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	10
	3.2.3 <i>Combinazioni per la condizione sismica</i>	10
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	12
	4.2 Conglomerato cementizio per platea di varo e muro reggispinta	12
	4.3 Conglomerato cementizio per fondazioni	12
	4.4 Conglomerato cementizio per elevazioni	13
	4.5 Conglomerato cementizio per trave di correa e getto di completamento	13
	4.6 Acciaio per cemento armato	13
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	14
	5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale	14
6	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	15
7	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	17
	7.1 Calcolo della struttura scatolare	17
	7.2 Verifiche degli elementi in c.a.	17
8	ANALISI DELLA STRUTTURA SCATOLARE	17
	8.1 Geometria della struttura scatolare	17
	8.2 Modellazione adottata	18
	8.3 Analisi dei carichi	20
	8.3.1 <i>Peso proprio e carichi permanenti portati</i>	20
	8.3.2 <i>Spinta del terreno</i>	21
	8.3.3 <i>Spinta dell'acqua</i>	22
	8.3.4 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore</i>	22
	8.3.5 <i>Carichi mobili verticali sulla soletta superiore</i>	22
	8.3.6 <i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	25

8.3.7	<i>Frenatura</i>	25
8.3.8	<i>Azioni termiche</i>	26
8.3.9	<i>Azioni sismica</i>	26
	8.3.9.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)	26
8.4	Calcolo delle sollecitazioni	28
8.4.1	<i>Schemi di carico</i>	31
8.4.2	<i>VERIFICHE A SLU E SLE</i>	38
8.4.3	<i>Soletta superiore</i>	40
	8.4.3.1 ATTACCO PIEDRITTO	40
	8.4.3.2 MEZZERIA	43
8.4.4	<i>Soletta di fondazione</i>	46
	8.4.4.1 ATTACCO PIEDRITTO	46
	8.4.4.2 MEZZERIA	49
8.4.5	<i>Piedritto</i>	52
	8.4.5.1 ATTACCO SOLETTA SUPERIORE	52
	8.4.5.2 ATTACCO SOLETTA INFERIORE.....	55
8.5	Verifica capacita' portante fondazione	58
8.5.1	<i>Carico limite</i>	60
8.6	Verifica a galleggiamento	62
9	VERIFICA FASE TRANSITORIA DI SPINTA	66
9.1	Azioni e Sollecitazioni	66
9.2	Verifiche a SLU e SLE	68
	9.2.1 <i>Verifica Platea di varo</i>	68
	9.2.2 <i>Verifica Muro reggi spinta</i>	69
10	ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI	72
10.1	Modellazione di calcolo	72
10.2	Criteri di verifica	76
	10.2.1 <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	76
	10.2.1.1 VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE.....	76
	10.2.1.2 VERIFICHE A TAGLIO	76
	10.2.1.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	77
10.3	Metodologia d'intervento e fasi operative	77
10.4	Sollecitazioni sugli elementi strutturali	85
10.5	Verifiche degli elementi strutturali	91

1 GENERALITA'

La presente relazione contiene le verifiche strutturali relative al calcolo dell'opera di sottopasso gettata in opera e varata a spinta, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il prolungamento della SS9 "Tangenziale nord di Reggio Emilia", denominata ST03 di dimensioni interne 11,50X6,74 posta al km 3+425,00.

Il ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è 0,84m.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi; non vengono considerati carichi accidentali durante l'evento sismico.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1,00m.

2 **NORMATIVA E RIFERIMENTI**

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 **Opere in c.a. e strutture metalliche**

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";

- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- Istruzione FF.SS. 13/01/1997 n° IG.ST/970012/F – "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Integrazioni alla Istruzione n° I/SC/PS/OM/2298 del 2 giugno 1995 dell'Area Ingegneria e Costruzioni;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

2.2 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste

categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 44,723497 e Longitudine 10,580564.

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

$$(a_g = 0,247g ; F_0 = 2,431 ; T_c^* = 0,311s)$$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(SLV)=1,7-0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g=1,339$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV)=S \cdot a_g=S_s \cdot a_g = 1,339 \cdot 0,247g=0,330g$$

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m=1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(SLV) \quad k_h=\beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}=0,330 \quad k_v=\pm 0,5 \cdot k_h=0,165$$

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con " h_{tot} " altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo " ΔP_d " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

3.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.2.IV per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 6.2.I/5.2.IV - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0,9	1	1
	sfavorevole		1,1	1,35	1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0 (0,9)	0	0
	sfavorevole		1,5 (1,1)	1,35	1/1,3
Variabili da	favorevole	γ_Q	0	0	0

traffico	sfavorevole		1,45	1,45	1,25
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,30

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

3.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara}) \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

3.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0,2$ (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere $\psi_{2i} = 0$.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

4.2 Conglomerato cementizio per platea di varo e muro reggisplinta

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

4.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

4.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo	40 mm

4.5 Conglomerato cementizio per trave di correa e getto di completamento

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4

4.6 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

5 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004. Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni, la platea di varo e il muro reggi spinta si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in **grigio scuro** sono indicati quelli per le elevazioni.

5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto $c_{nom}=40$ mm, **valore valido per tutte le parti di struttura.**

6 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

- I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

STRATO (m)			DESCRIZIONE LITOLOGIA DELLO STRATO	CAMPIONE		Nspt
				Codice	Profondità(m)	Profondità(m)
1	0.0	4.5	Limo Argilloso con sabbia	SB - C1	2.40	-
				-	-	-
2	4.5	7.0	Argilla Limosa Grigia con livelli di sabbie	SB - C2	5.20	-
				-	-	-
3	7.0	10.1	Argilla Limosa Grigia con livelli di sabbie	SB - C3	7.70	-
				-	-	-
4	10.1	14.3	Sabbia marrone nocciola con presenza di livelli argillosi	-	-	10.1
				-	-	-
5	14.3	18.2	Sabbie e/o ghiaie	-	-	15.0
				-	-	-
6	18.2	18.8	Limi sabbiosi e sabbie	-	-	-
				-	-	-
7	18.8	21.0	Ghiaia in matriche sabbiosa	-	-	20.1
				-	-	-
8	21.0	25.0	Argilla Grigia-Blu molto consistente	SB - C4	24.80	-
				-	-	-

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-B - ROSSO

STRATO (m)	CAMPIONE			ANALISI DI LABORATORIO										NSPT IN FORO									
	SIGLA	H _{camp} (m)	γ (kN/m ³)	ATTERBERG			C _u	C _{um} C _{uk}	C'	C' _m C' _k	ϕ'	ϕ'_m ϕ'_k	STRATO (m)	H _{Nspt} (m)	N _{spt} (Nominale)	N _{spt} (MEDIO)	ϕ'_m ϕ'_k (°)						
				W _L	W _p	PI	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	(°)	(m)	(m)	(°)								
1	0.0 4.5	SB - C1 -	2.40 -	19.5 -	43 -	26 -	17 -	31.0 -	31.0 -	28 -	28.0 -	28.0 -	26 -	23.6 -	23.6 -	21.7 -	1	0.0 4.5	- -	- -	- -	- -	
2	4.5 7.0	SB - C2 -	5.20 -	19.3 -	35 -	22 -	13 -	49.0 -	49.0 -	45 -	1.0 -	1.0 -	1 -	31.4 -	31.4 -	28.8 -	2	4.5 7.0	- -	- -	- -	- -	
3	7.0 10.1	SB - C3 -	7.70 -	19.3 -	61 -	31 -	30 -	86.0 -	86.0 -	79 -	3.0 -	3.0 -	3 -	28.7 -	28.7 -	26.3 -	3	7.0 10.1	- -	- -	- -	- -	
4	10.1 14.3	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	4	10.1 14.3	10.1 -	84 -	84.0 -	45.0 -	41.3 -
5	14.3 18.2	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	5	14.3 18.2	15.0 -	52 -	52.0 -	41.1 -	37.7 -
6	18.2 18.8	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	6	18.2 18.8	- -	- -	- -	- -	- -
7	18.8 21.0	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	7	18.8 21.0	20.1 -	61 -	61.0 -	42.7 -	39.2 -
8	21.0 25.0	SB - C4 -	24.80 -	18.8 -	59 -	28 -	31 -	91.2 -	91.2 -	84 -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	8	21.0 25.0	- -	- -	- -	- -	- -

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-B - ROSSO

STRATO (m)	CAMPIONE			MODULO EDOMETRICO PER GLI INTERVALLI TENSIONALI SIGNIFICATIVI										
	CODICE	H _{Camp} (m)	γ (kN/m³)	σ' _{vo} (kPa)	σ _p (kPa)	OCR	Ed (kPa)	Ed _m Ed _k (kPa)	σ' _{vo} +Δσ _v /2 kPa	Ed (kPa)	Ed _m Ed _k (kPa)	σ' _{vo} +Δσ _v kPa	Ed (kPa)	Ed _m Ed _k (kPa)
1	0.0 4.5	SB - C1 -	2.40 -	19.5 -	46.8 -	135.2 -	2.9 -	3543 -	3543 -	3438 -	- -	- -	- -	- -
2	4.5 7.0	SB - C2 -	5.20 -	19.3 -	80.4 -	108.3 -	1.3 -	3086 -	3086 -	2994 -	- -	- -	- -	- -
3	7.0 10.1	SB - C3 -	7.70 -	19.3 -	103.6 -	311.5 -	3.0 -	10326 -	10326 -	10019 -	- -	- -	- -	- -
4	10.1 14.3	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -
5	14.3 18.2	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -
6	18.2 18.8	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -
7	18.8 21.0	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -
8	21.0 25.0	SB - C4 -	24.80 -	18.8 -	250.2 -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -

7 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

7.1 Calcolo della struttura scatolare

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 Advanced 14.0.0, prodotto da Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

7.2 Verifiche degli elementi in c.a.

Le verifiche vengono eseguite tramite il programma "Calcolo agli stati limite delle sezioni in c.a." di Renato Tritto e pubblicato dalla ProTec editrice.

8 ANALISI DELLA STRUTTURA SCATOLARE

8.1 Geometria della struttura scatolare

La geometria è quella riportata nella Fig. 1

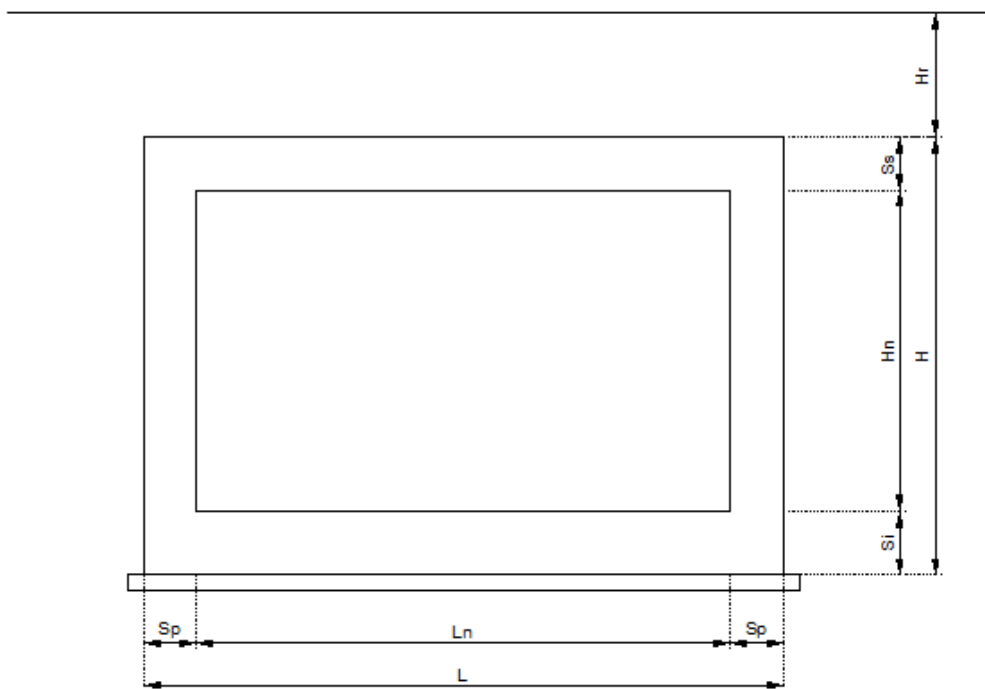


Figura 1 – Sezione trasversale scatolare

$$L_n = 11,50 \text{ m}$$

$$L = 13,50 \text{ m}$$

$$S_s = 1,00 \text{ m}$$

$$S_i = 1,20 \text{ m}$$

$$S_p = 1,00 \text{ m}$$

$$H_r = 0,84 \text{ m}$$

$$H_n = 6,74 \text{ m}$$

$$H = 8,94 \text{ m}$$

8.2 Modellazione adottata

Per la mesh del calcolo (si rimanda alle Figg. 2 e 3) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 4 aste e da 4 nodi; l'output dell'indagine elettronica viene raccolto nell'allegato.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Il valore della costante disottofondo è stato ottenuto mediante la Formulazione di Terzaghi (ricavabile in letteratura – vedi Bowles). Per fondazioni rettangolari su terreno incoerente, gli Autori propongono la seguente relazione:

$$K_s = k_1 \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 = 7 \left(\frac{13,5+1}{2*13,5} \right)^2 = 2,01 \text{ N/cm}^3$$

dove k_1 dipende solo dalle caratteristiche del terreno di fondazione, in particolare dalla saturazione e dallo stato di addensamento del materiale; valori tipici di k_1 (N/cm³) sono tabellati di seguito (Fondazioni, Viggiani):

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7-20	20-100	100-350
Non satura	Valore consigliato	15	50	175
Satura	Valore consigliato	10	30	110

Si è assunta la costante di sottofondo del terreno di fondazione pari a $K_s = 2000 \text{ kN/m}^3$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_i$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 33924 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo (C28/35) per la fondazione

$E_c = 35013 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo (C32/40) per l'elevazione

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figg.2 e 3.

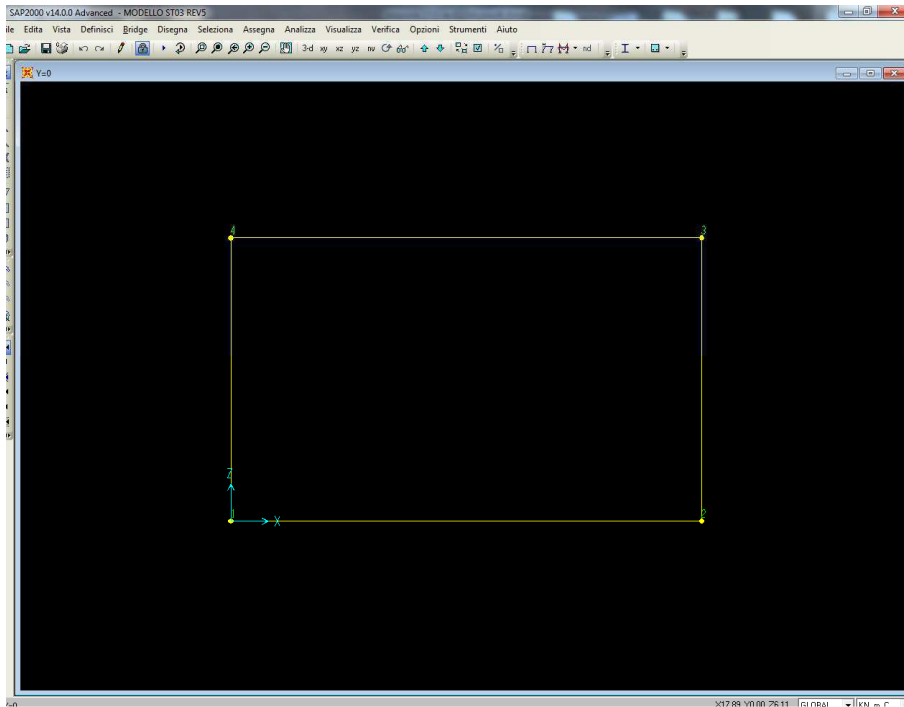


Figura 2 – Numerazione dei nodi

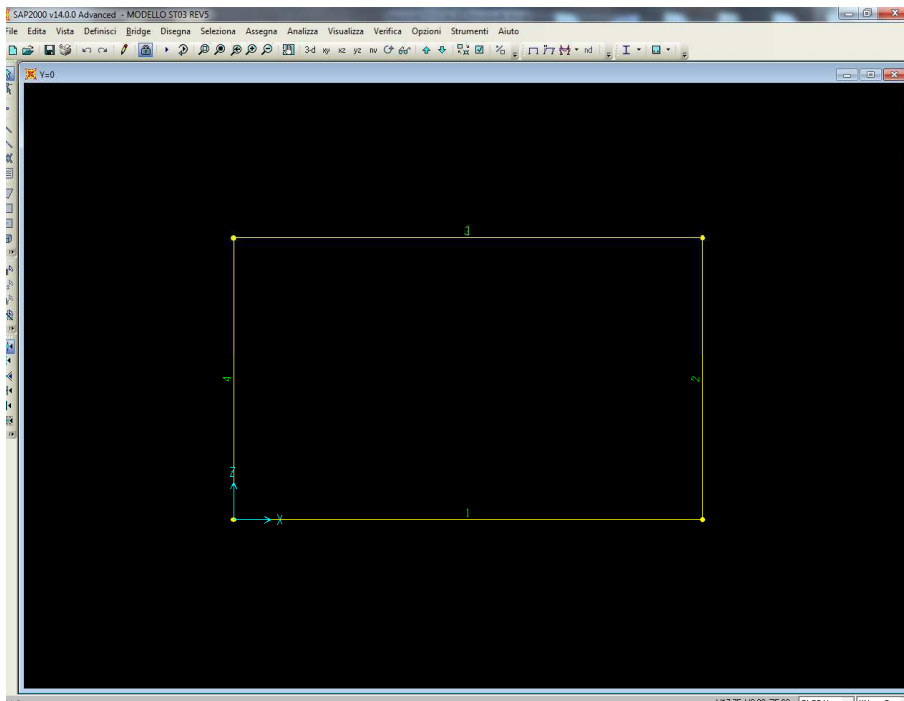


Figura 3 – Numerazione delle aste

8.3 Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°18 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 17), di seguito determinate. Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente. I principali parametri geometrici, come illustrato in Fig.1, risultano essere i seguenti:

- spessore totale medio del ricoprimento (piano stradale-estradosso soletta): $H_r = 0,68$ m
- larghezza utile dello scatolare: $L_n = 11,50$ m
- altezza libera del sottopasso $H_n = 6,74$ m
- spessore della soletta superiore: $S_s = 1,00$ m
- spessore dei piedritti: $S_p = 1,00$ m
- spessore della fondazione: $S_i = 1,20$ m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- rilevato 20 kN/m³
- sovrastruttura ferroviaria 22 kN/m³
- massicciata + armamento: 18 kN/m³

Essendo in presenza di un ricoprimento elevato, si considera un peso specifico costante del materiale presente sopra la soletta di copertura pari a 20 kN/m³.

8.3.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

- peso proprio	1,00 * 25	25,00kN/m ²
- peso rilevato	0,84 * 20	16,80kN/m ²

	totale	41,80kN/m²

Soletta inferiore

- peso proprio	1,20 * 25	30,00kN/m ²
- sovrastruttura stradale	1,00 * 20	20,00kN/m ²

	totale	52,50kN/m²

Piedritti

- peso proprio	1,00 * 25	25,00kN/m ²
----------------	-----------	------------------------

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 1.

8.3.2 Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\phi=32^\circ$;

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,307$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,470$.

Vengono presi in considerazione i due coefficienti di spinta: il primo massimizza nelle varie combinazioni di carico il momento in mezzzeria, mentre il secondo all'incastro.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 * (0,84 + 0,5)] * 0,470 = \mathbf{12,60 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{\max} = P_{\text{int}} + [10 * 7,84] * 0,470 = \mathbf{49,45 \text{ kN/m}^2}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 2) su entrambi i piedritti.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 * (0,84 + 0,50)] * 0,307 = \mathbf{8,22 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{\max} = P_{\text{int}} + [10 * 7,84] * 0,307 = \mathbf{32,30 \text{ kN/m}^2}$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) agenti su entrambi i piedritti (spinta attiva) (CDC 2)
- b) agenti sul piedritto sinistro (spinta a riposo) e sul piedritto destro (spinta attiva) (CDC 3)

La condizione di carico CDC3, serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

8.3.3 Spinta dell'acqua

Le pressioni dell'acqua in corrispondenza dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = 10 * 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [10 * 7,84] = 78,40 \text{ kN/m}^2$$

La pressione dell'acqua che caratterizza la soletta inferiore risulta :

$$P_{\text{si}} = 10 * 7,84 = 78,40 \text{ kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare CDC4

8.3.4 Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore

Come carico accidentale gravante sulla soletta di fondazione si assume il carico di normativa $Q_{1,k}$, ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), interassati di 1,20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2,40m, comprese le dimensioni delle impronte e ove possibile, il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m².

Tale carico viene posizionato longitudinalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta sia in direzione longitudinale.

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro della colonna di carico uguale a 3.00m.

Base collaborante trasversale: $B_T = 3,00 \text{ m}$

Ingombro longitudinale: $L_L = 1,60 + 2 * (0,86 * \text{tg}30^\circ + 1,00/2) = 3,59 \text{ m}$

Carico medio uniforme: $Q_{1k,dis} = 600 / (3,00 * 3,59) = 55,71 \text{ kN/m}^2$

(Condizioni Elementari CDC 5)

8.3.5 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Con riferimento alle norme vigenti (vedi paragrafo 5.2.2.3 del D.M. 14-01-2008), detta L_d la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2,60 m la larghezza della traversina:

$$L_d = 2,60 + 2 * (1,00 - 0,35) / 4 + 2 * 0,60 / 2 = 3,525 \text{ m}$$

Incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo

L_ϕ = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

- i) per sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m

$$\phi_2 = 1,20 \quad \phi_3 = 1,35$$

- ii) per sottovia di altezza libera $> 5,0$ m e luce libera $> 8,0$ m

$$L_\phi = k \cdot L_m$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$$

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

In questa situazione il coefficiente ϕ va ridotto di 0,9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci. Ne deriva che $k=1,3$.

- iii) per scatolari con altezza di copertura $h > 1,0$ m

$$\phi_{rid} = \phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

con h (in metri) l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

- iv) Per $h > 2,50$ m $\phi = 1,0$.

$$L_\phi = 1,3 \cdot (2 \cdot 7,48 + 12,50) / 3 = 11,90 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 0,9 \cdot [2,16 / (\sqrt{L_\phi} - 0,2) + 0,73] = 1,25$$

Treno LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6,4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

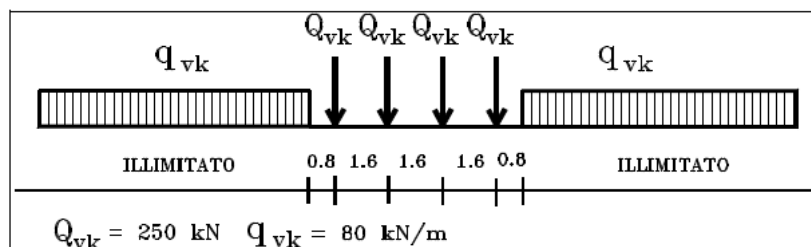


Figura 4 – Treno di carico LM71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " α " (Tabella), variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente "α"	
	Ponti cat. "A"	Ponti cat. "B"
LM71	1,1	0,83
SW/0	1,1	0,83
SW/2	1,0	0,83

Tabella 1 – Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte (p.to 1.4.1.1 delle Istruzioni FF.SS. n°IG.ST/970012/F)

Il tombino in oggetto, si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 * 4 / 6,4 = 156,25 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha * \phi_3 / L_d = 156,25 * 1,1 * 1,25 / 3,525 = \mathbf{60,95 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q * \alpha * \phi_3 / L_d = 80 * 1,1 * 1,25 / 3,525 = \mathbf{31,20 \text{ kN/m}^2}$$

I carichi assiali del treno LM71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezzeria della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata (CDC 6); ubicandoli, invece, in adiacenza al piedritto di destra, si coglierà il valore del massimo taglio (CDC 7).

Treno SW

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito (CDC 8)

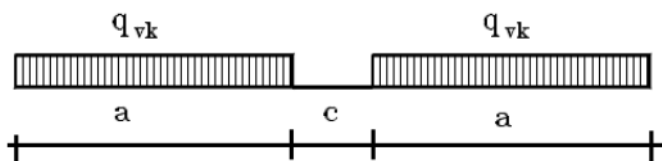


Figura 5 – Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Figura 2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Tabella 2: Caratteristiche Treni di Carico SW

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

quindi

$$q = q_{vk} \cdot \phi_3 / L_d = 150 \cdot 1,25 / 3,525 = \mathbf{53,20 \text{ kN/m}^2}$$

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 8.

8.3.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Considerando il carico distribuito equivalente da 80kN/m del treno LM71 si ottiene:

$$p_1 = q / L_d \cdot K_S = 80 / 3,525 \cdot 0,577 = \mathbf{13,09 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene:

$$p_2 = q_{vk} / L_d \cdot K_S = 150 / 3,525 \cdot 0,577 = \mathbf{24,55 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera, a favore di sicurezza, sempre la spinta del sovraccarico dovuta al treno SW/2.

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- | | |
|----------------------------------|----------|
| a) agenti sul piedritto sinistro | (CDC 9) |
| b) agenti sul piedritto destro | (CDC 10) |
| c) agenti su ambo i piedritti | (CDC 11) |

8.3.7 Frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

In accordo con il § 5.2.2.4.3 del D.M. 14-01-2008 i valori caratteristici da considerare sono questi:

$$Q_{ia,k} = 33[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{ib,k} = 20[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{ib,k} = 35[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Si considera il valore relativo alla frenatura per il modello di carico SW/2.

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta superiore (semilarghezza piattaforma ferroviaria) risultano:

Treno SW/2 - frenatura

$$Q_1 = (35,0 \cdot 3,525) \cdot 3,525 = 35 \text{ kN}$$

Tale carico viene considerato nelle seguenti Condizioni Elementari:

- | | |
|--------------------------|----------|
| a) agente verso sinistra | (CDC 12) |
| b) agente verso destra | (CDC 13) |

8.3.8 Azioni termiche

In accordo con il § 3.5 del D.M. 14-01-2008 sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore (CDC 14) ed un salto termico di 5°C , analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (CDC 15-16).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

8.3.9 Azioni sismica

8.3.9.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

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

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,330$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,165$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

Ai fini delle azioni verticali

- sulla soletta superiore si ha:
 $P \cdot k_v = 41,80 \cdot 0,165 = \mathbf{6,90}$ kN/m
- sui piedritti si ha:
 $P \cdot k_v = 25 \cdot 0,165 = \mathbf{4,12}$ kN/m

Ai fini delle azioni orizzontali :

- Spinta inerziale sulla soletta superiore:
 $P \cdot k_h = 41,80 \cdot 0,330 = \mathbf{13,80}$ kN/m
- Spinta inerziale sui piedritti:
 $P \cdot k_h = 25 \cdot 0,330 = \mathbf{8,25}$ kN/m

- Sovrappinta sismica :

$$S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 0,330 * 20 * 7,84 = \mathbf{51,74 \text{ kN/m}}$$

Tali carichi vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- | | |
|--------------------------------|----------|
| a) azioni sismiche orizzontali | (CDC 17) |
| b) azioni sismiche verticali | (CDC 18) |

8.4 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Descrizione
1	Gk	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati
2	Gk	Spinta attiva delle terre
3	Gk	Spinta attiva e a riposo delle terre
4	Gk	Spinta idrostatica
5	Qk	Carichi mobili verticali sulla soletta inferiore
6	Qk	LM71 centrato
7	Qk	LM71 a filo piedritto
8	Qk	SW/2
9	Qk	Spinta sovraccarico accidentale sul piedritto sinistro
10	Qk	Spinta sovraccarico accidentale sul piedritto destro
11	Qk	Spinta sovraccarico accidentale su ambo i piedritti
12	Qk	Frenatura sinistra
13	Qk	Frenatura destra
14	Qk	Variazione termica uniforme
15	Qk	Variazione termica a farfalla (estradosso più caldo)
16	Qk	Variazione termica a farfalla (intradosso più caldo)
17	Qk	Sisma orizzontale
18	Qk	Sisma verticale

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Classificazione delle azioni agenti sulla struttura.

a	P.P. + PERMANENTI PORTATI
b	SPINTE
c	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
d	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
e	FRENATURA
f	FORZA CENTRIFUGA
g	VENTO
h	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE

i	ACCIDENTALI DIVERSI
j	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
k	AZIONI SISMICHE VERTICALI
l	VARIAZIONI TERMICHE / RITIRO: (num. variabile; viene considerata solo la peggiore col suo segno più gravoso)

Le precedenti combinazioni elementari di calcolo (CMB) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1)), come da seguente prospetto.

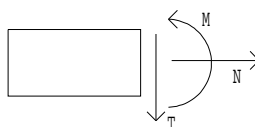
ferrovieri		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF. 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE/RITIRO	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
SLU.1	gr1a	1 - 1.35	1 - 1.35	1.450	1.450	0.000	0.000	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.2	gr1b	1 - 1.35	1 - 1.35	1.450	1.450	0.580	1.160	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.3	gr3a	1 - 1.35	1 - 1.35	0.580	0.580	1.450	0.000	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SLU.4	gr3b	1 - 1.35	1 - 1.35	1.160	1.160	1.450	0.580	0.900	1.200	1.200	0.000	0.000	0.900	0 - 1.20
SISMA	SIS	1.000	1.000	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	FR2(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	QP(gr4)	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	0.600	0.800	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella seguente tabella:

ferrovieri		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF. 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE / RITIRO	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
SLU.1	gr1a	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45	1*1.45	0.000	0.000	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.2	gr1b	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45	1*1.45	0.5*1.45*0.8	1*1.45*0.8	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.3	gr3a	1 - 1.35	1 - 1.35	0.5*1.45*0.8	0.5*1.45*0.8	1*1.45	0.000	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SLU.4	gr3b	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.45*0.8	1*1.45*0.8	1*1.45	0.5*1.45*0.8	1.5*0.6	1.5*0.8	1.5*0.8	0.000	0.000	1.5*0.6	0 - 1.20
SISMA	SIS	1.000	1.000	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	FR2(gr4)	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	QP(gr4)	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.800	0.800	0.600	0.800	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Per un esame più dettagliato dei risultati del calcolo elettronico si rimanda agli output allegati.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



Nelle verifiche di seguito riportate le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

COMUNE DI REGGIO EMILIA

PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI R EGGIO EMILIA"

NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO-ST03

	DEAD	CDC1 CARICHI PORTATI	CDC2 RIPOSO	CDC3 RIPOSO/ATTIVO	CDC4 ACQUA	CDC5 MOB. VERTICALI	CDC6 LM71 CENTRATO	CDC7 LM71 FILO	CDC8 SW/2	CDC9 SOVRACCARICO SX	CDC10 SOVRACCARICO DX	CDC11 SOVRACCARICO	CDC12 FRENATURA SX	CDC13 FRENATURA DX	CDC14 TERM. UNI.	CDC15 TERM. +5	CDC16 TERM. -5	CDC17 SIS ORIZZ.	CDC18 SIS VERT.
SS STR	1.35	1.35	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
SS RARA	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
SS FR	1	1	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SS QP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SS SIS	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1
SI STR	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
SI RARA	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SI FR	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SI QP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SI SIS	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
PI STR	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0	0.9	0	0
PI RARA	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0
PI FR	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0	0.5	0	0
PI QP	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0
PI SIS	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	1	0
SS-PI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.16	0	1.16	0	1.45	0	0	0.9	0	0	0	0
SS-PI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0.8	0	0	0.8	0	1	0	0.6	0	0	0	0
SS-PI FR	1	1	0	1	1	0	0	0.5	0	0	0.5	0	0.5	0	0.5	0	0	0	0
SS-PI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SS-PI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
SI-PI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.2	0	1.2	0	0	0	1.45	0	0.9	0	0	0
SI-PR RARA	1	1	0	1	1	0	0	0.8	0	0.8	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0
SI-PI FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0
SI-PI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
SI-PI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0
PI-SS STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	1.16	0	1.45	0	0	0.9	0	0	0	0
PI-SS RARA	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1	0	0.6	0	0	0	0
PI-SS FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0	0
PI-SS QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
PI-SS SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	1
PI-SI STR	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0	0	1.16	0	0	1.45	0	0.9	0	0	0	0
PI-SI RARA	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0.8	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0
PI-SI FR	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0
PI-SI QP	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
PI-SI SIS	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0

8.4.1 Schemi di carico

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 1

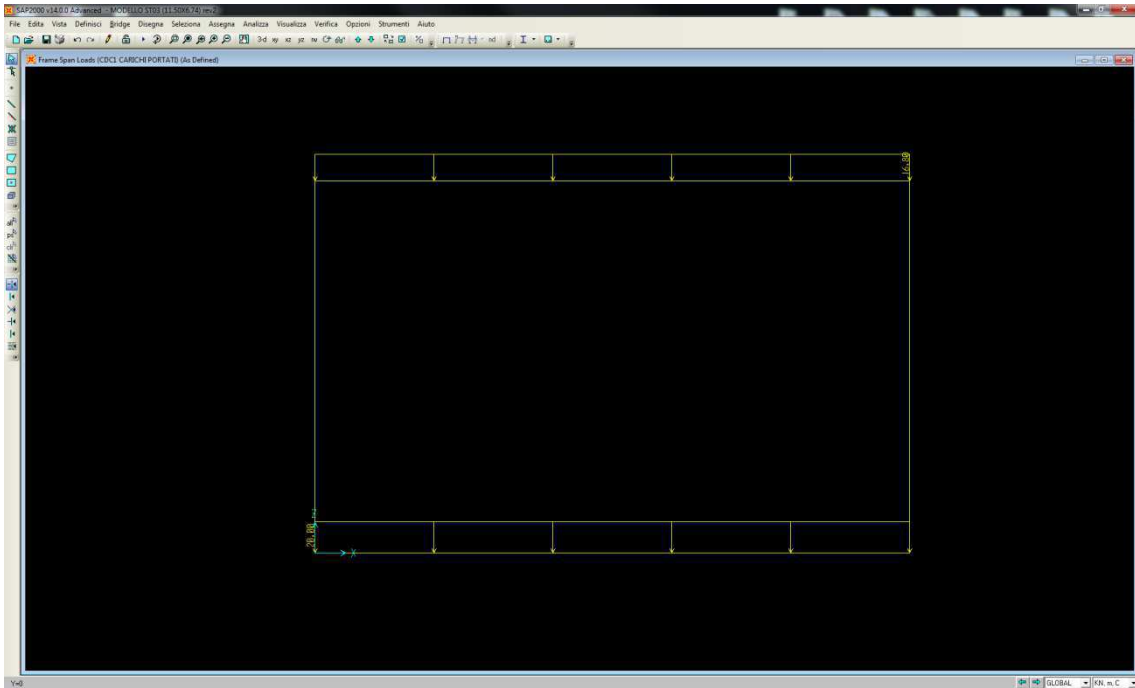


Figura 6 – CARICHI PERMANENTI PORTATI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 2

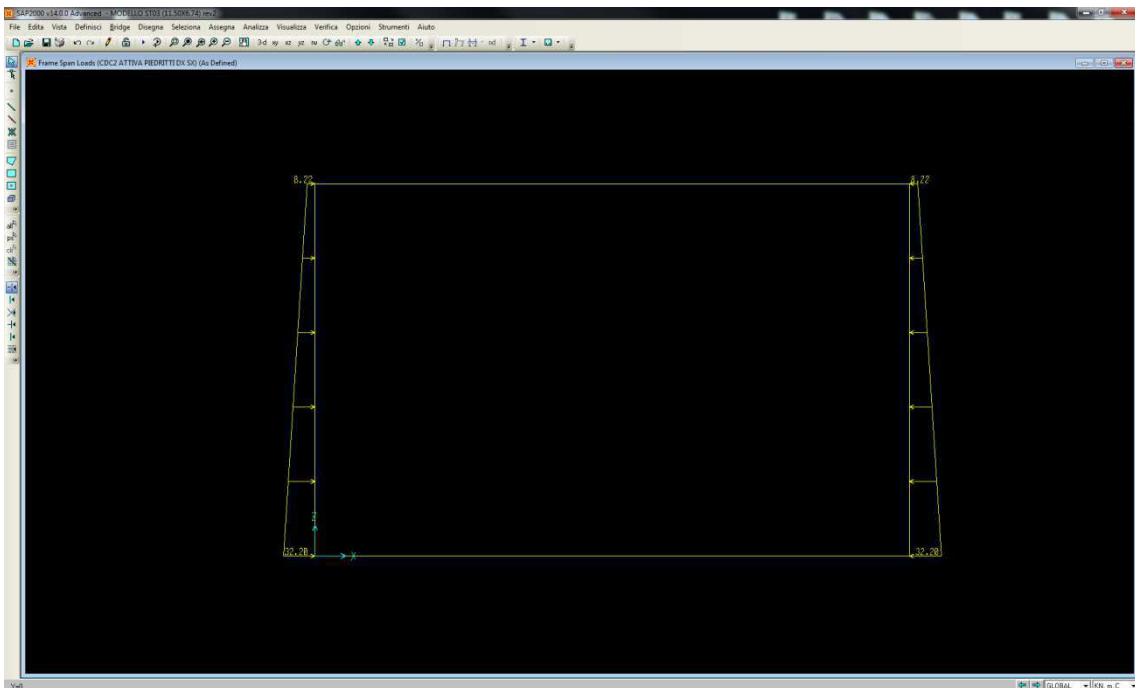


Figura 7 – SPINTA DELLE TERRE attiva su entrambi i piedritti

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 3

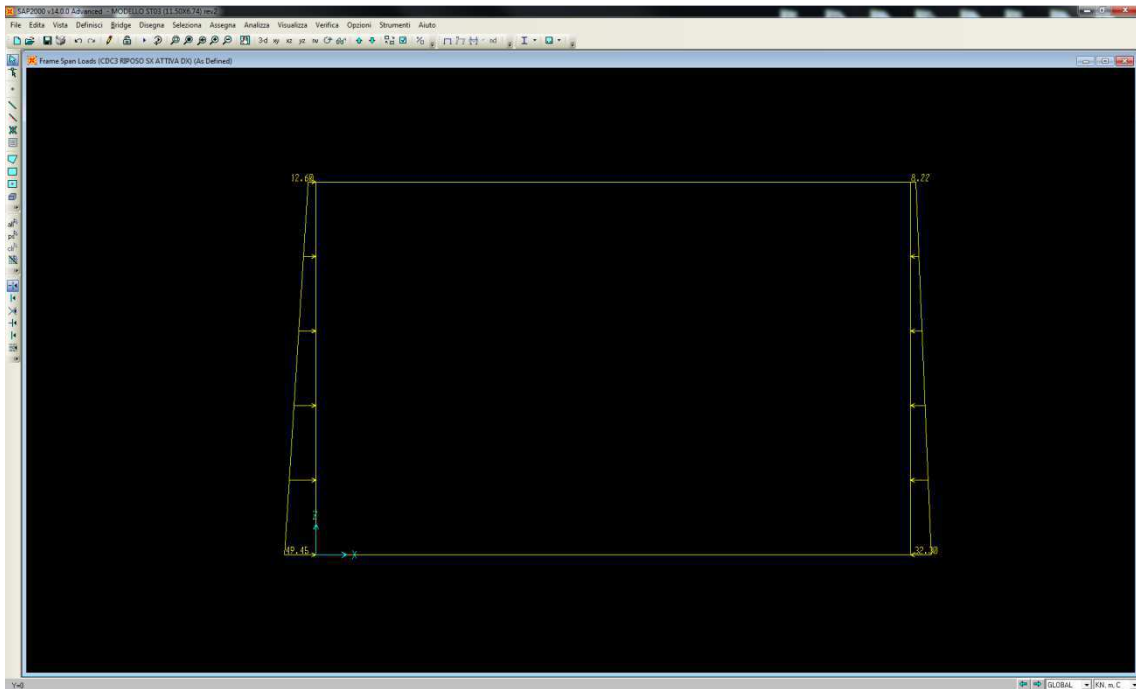


Figura 8 – SPINTA DELLE TERRE a riposo sul piedritto sx e attiva sul piedritto dx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 4

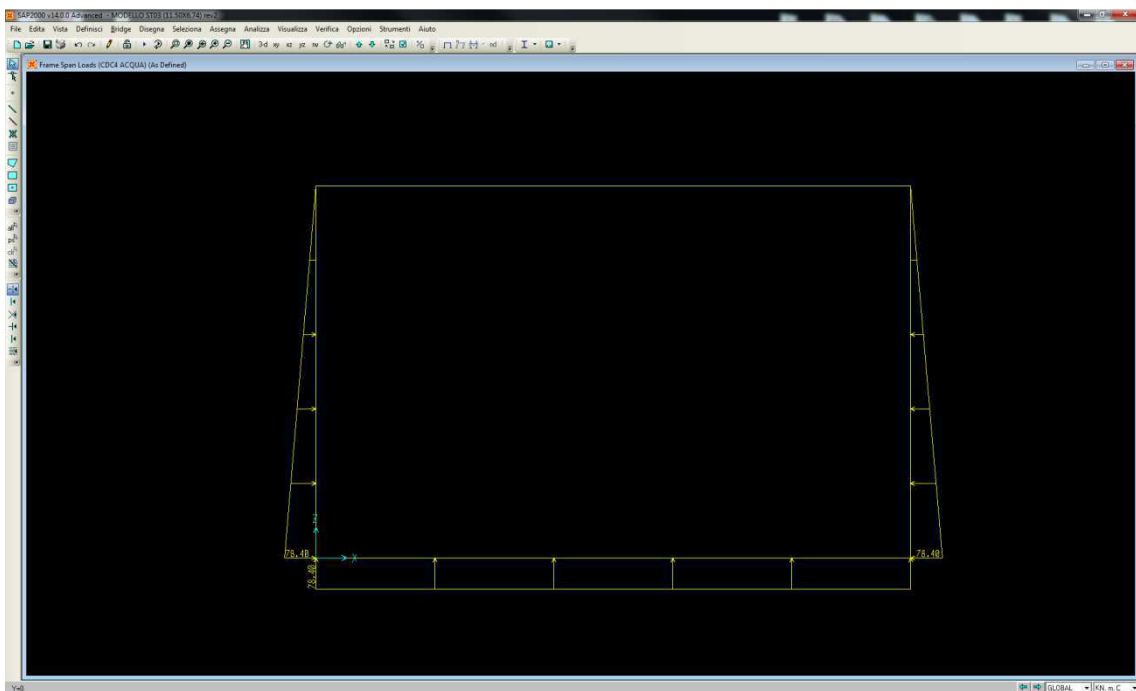


Figura 9 – SPINTA DELL'ACQUA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 5

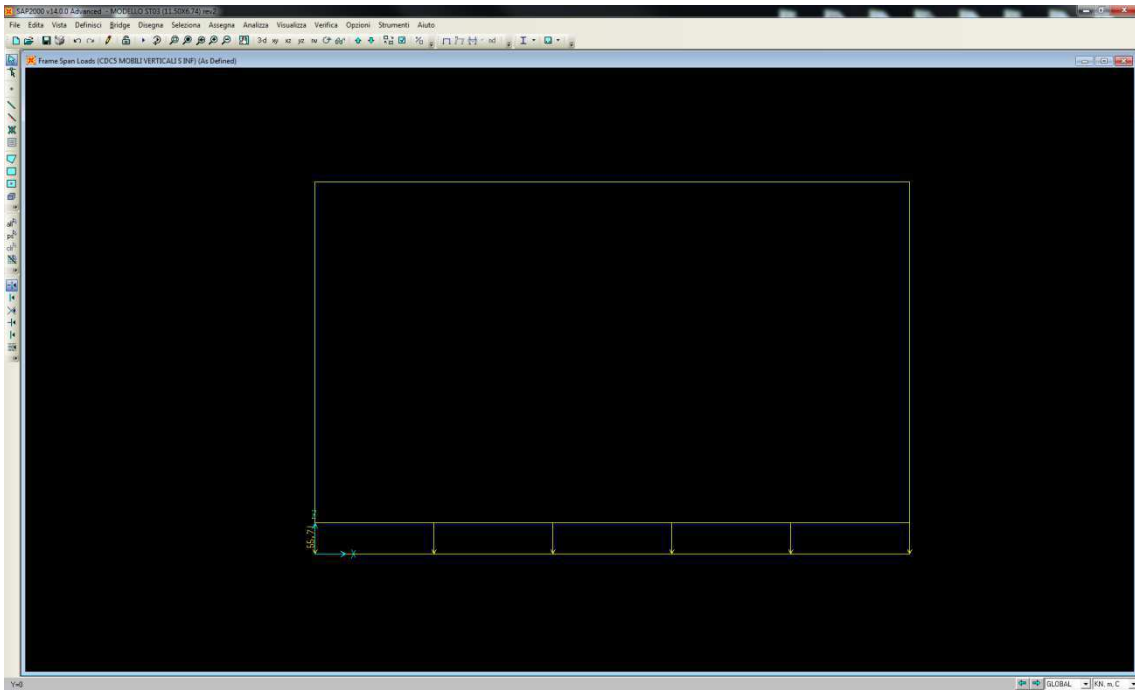


Figura 10 – CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA INFERIORE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 6

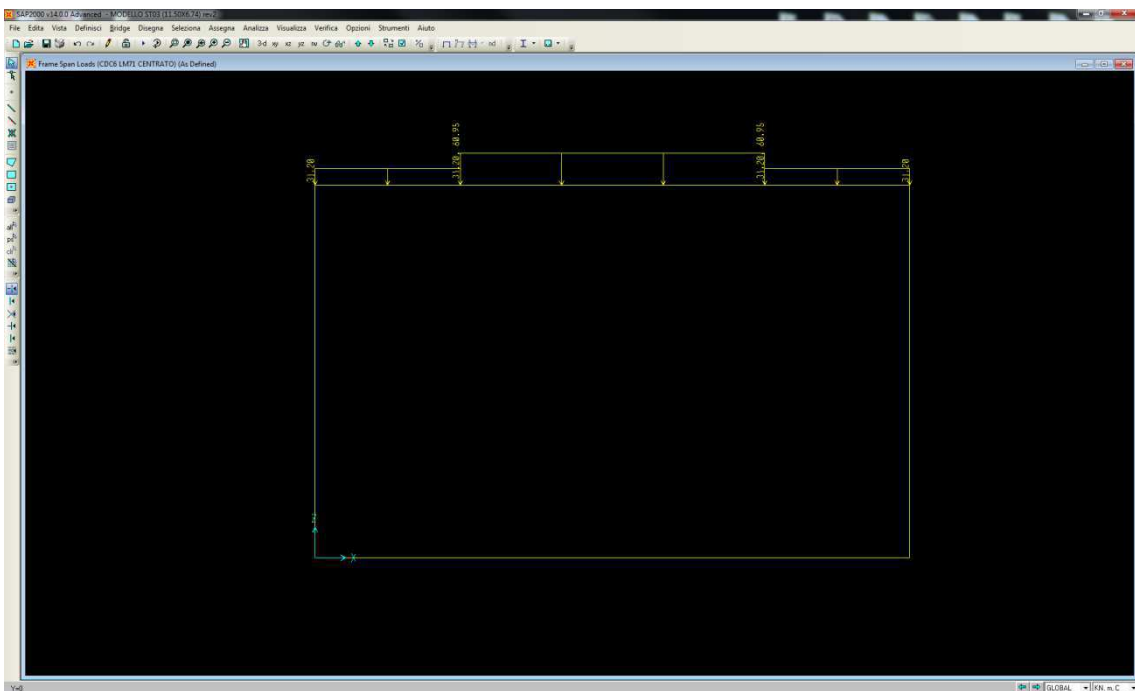


Figura 11 – LM71 CENTRATO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 7

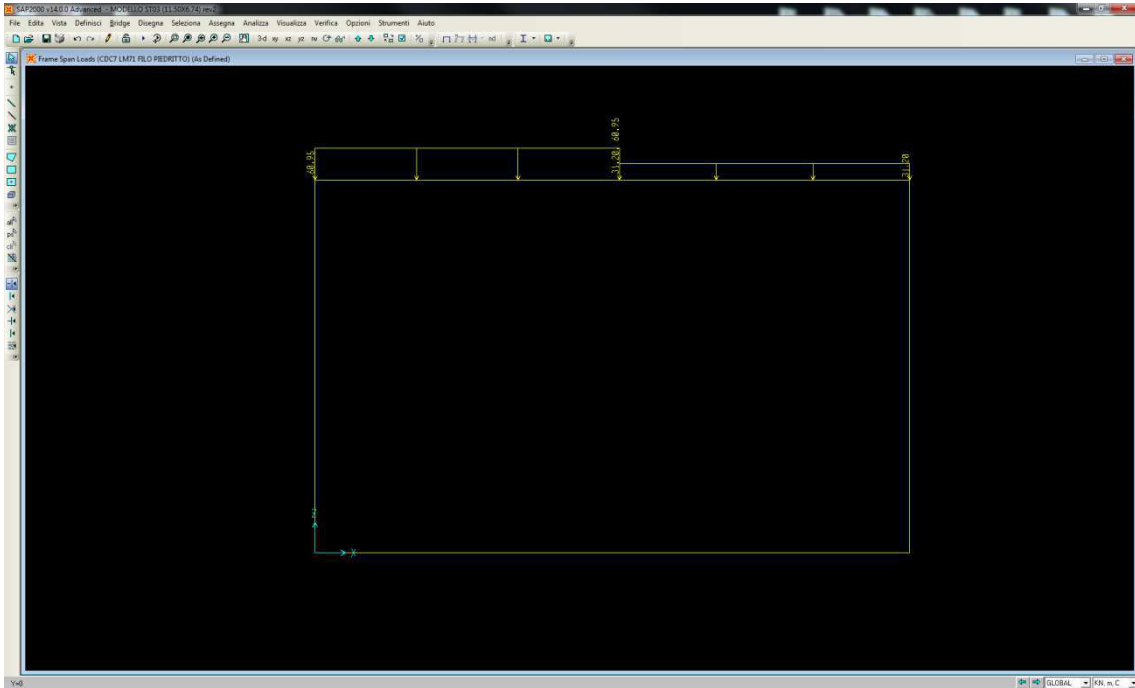


Figura 12 – LM71 a filo piedritto

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 8

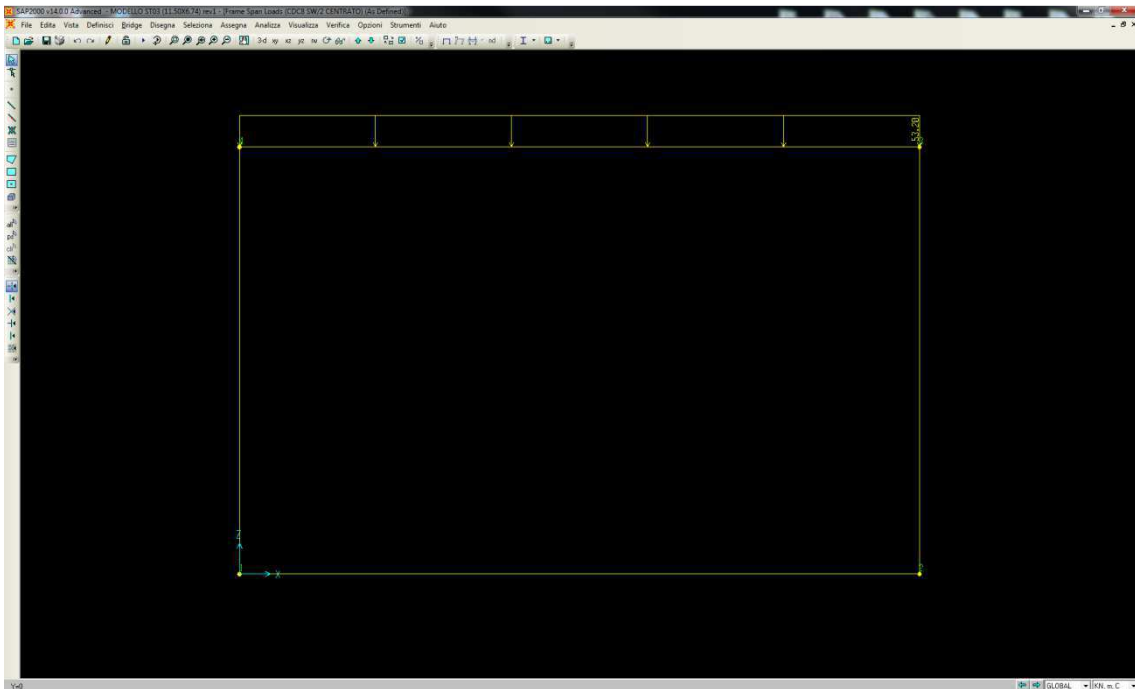


Figura 13 – SW/2

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 9

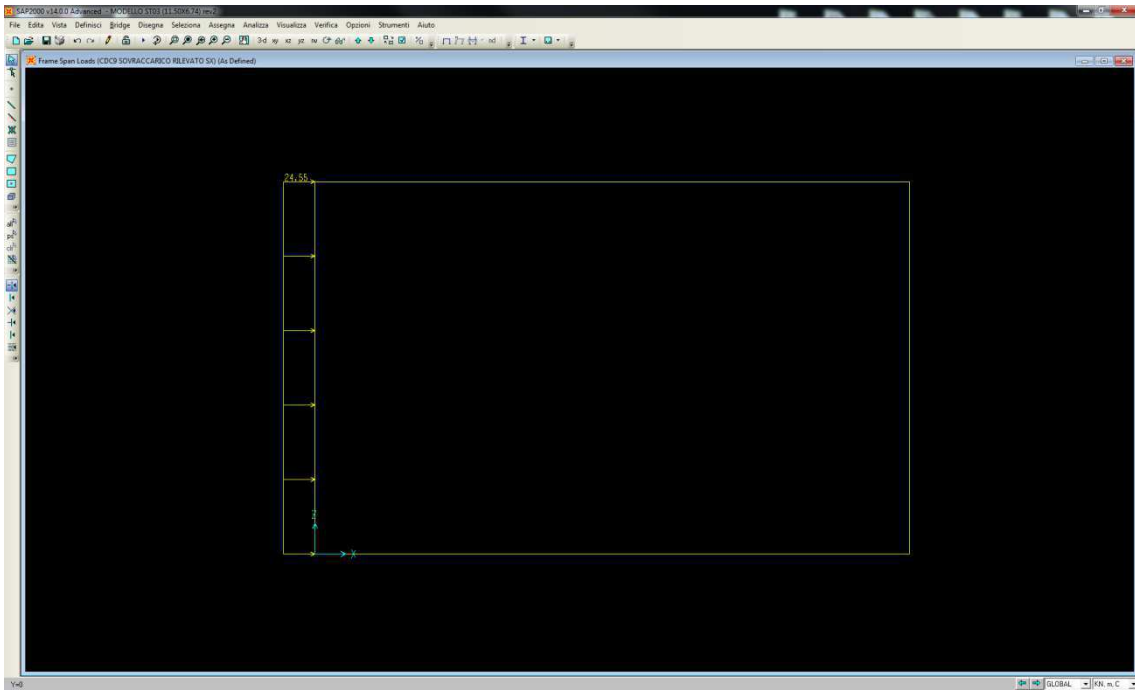


Figura 14 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL PIEDRITTO SINISTRO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 10

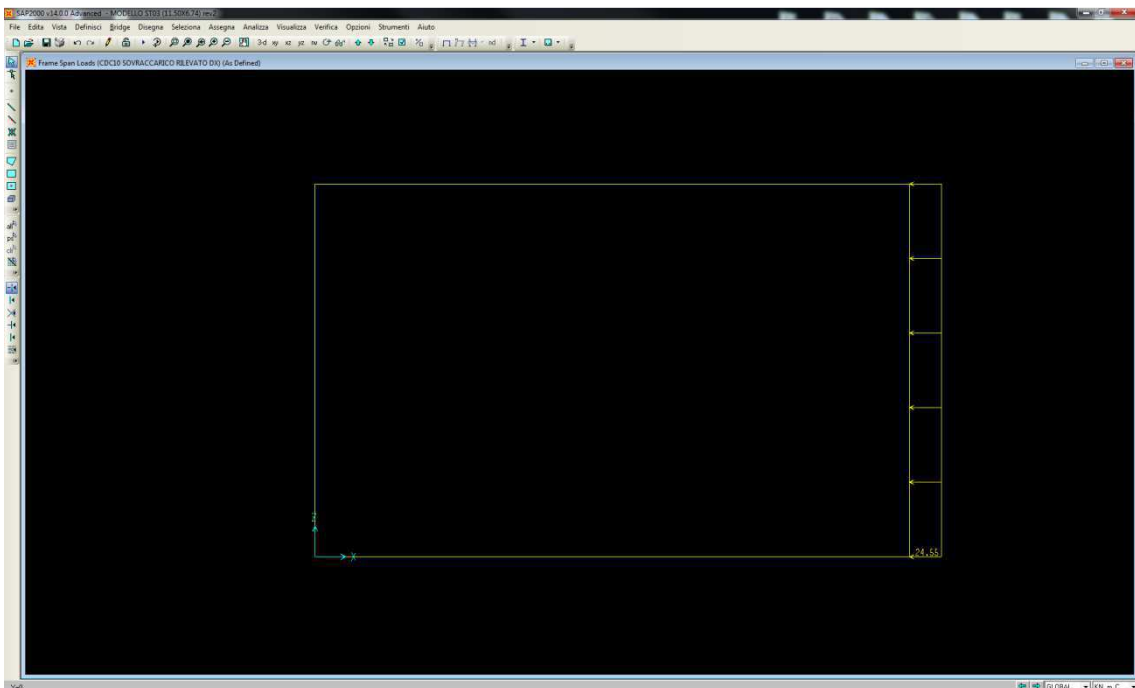


Figura 15 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL PIEDRITTO DESTRO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 11

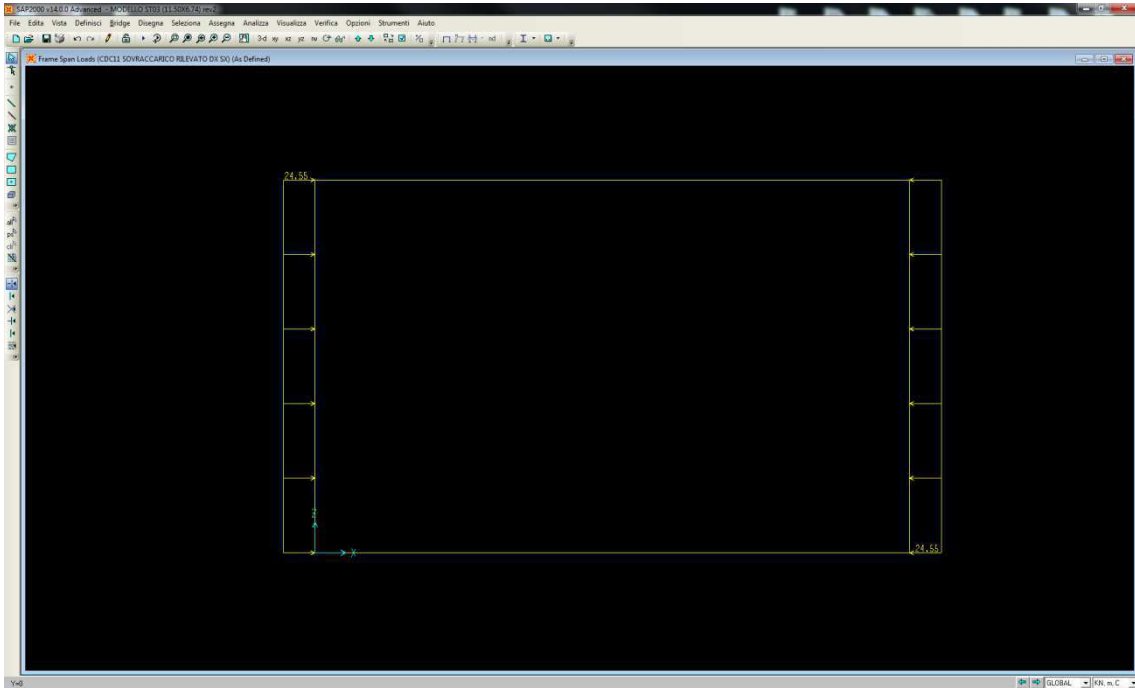


Figura 16 – SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE SU AMBO I PIEDRITTI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 12

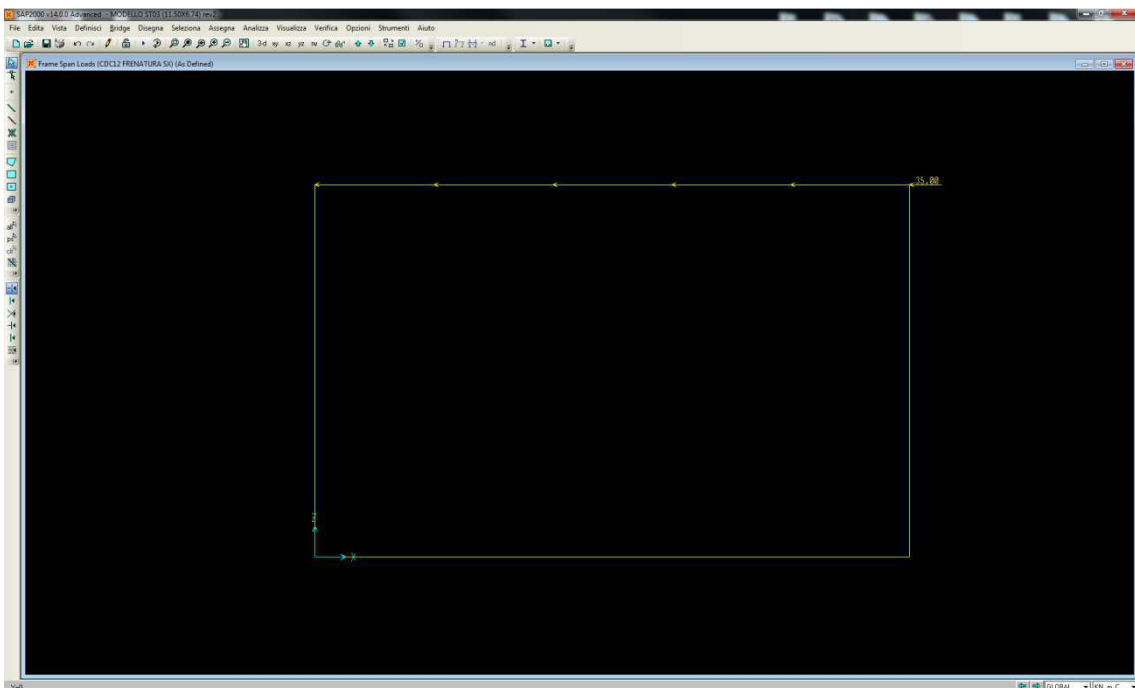


Figura 17 – FRENATURA SINISTRA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 13

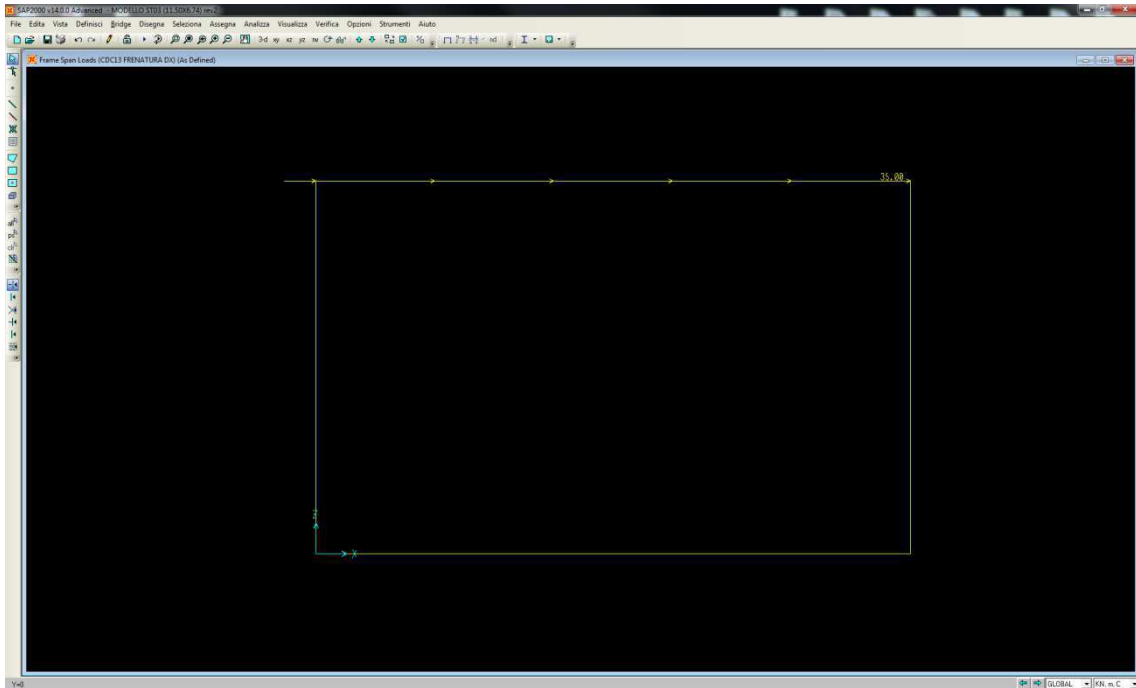


Figura 18 – FRENATURA DESTRA

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 17

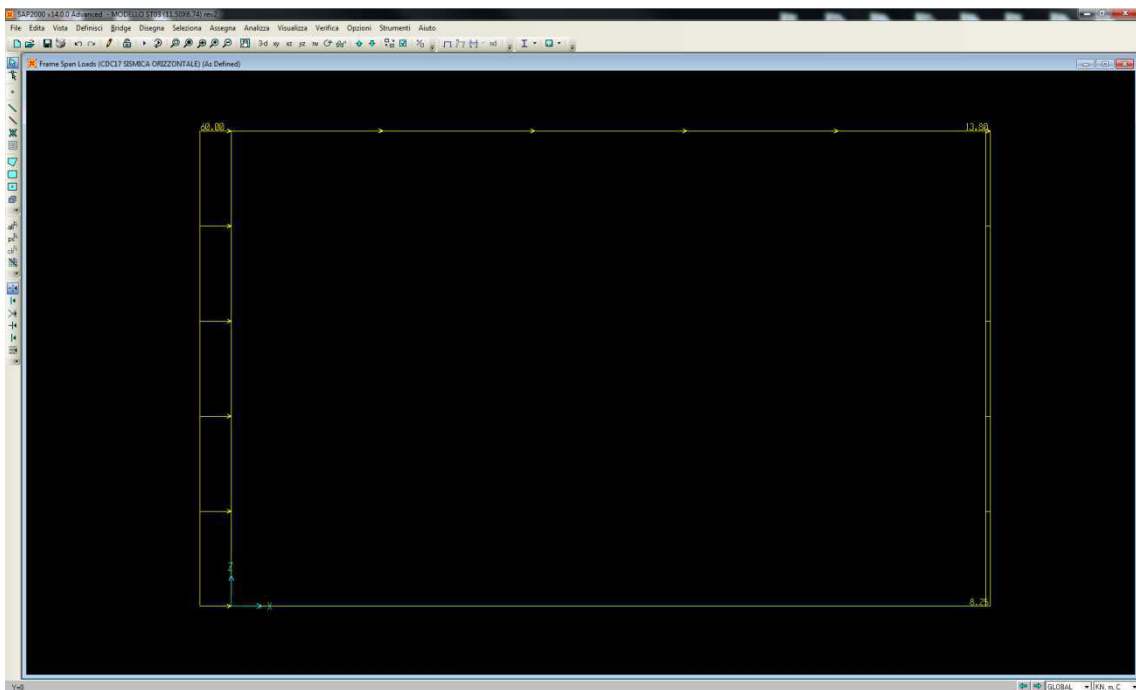


Figura 19 – SISMA ORIZZONTALE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 18



Figura 20 – SISMA VERTICALE

8.4.2 VERIFICHE A SLU E SLE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

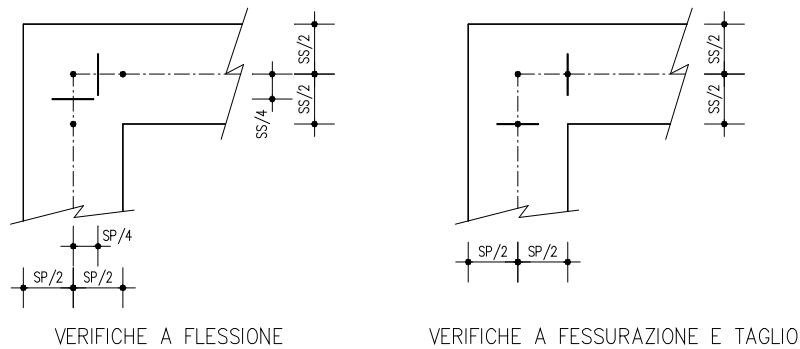


Figura 21 – Sezioni di riferimento per le verifiche

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo dello sforzo normale nelle verifiche delle sezioni di mezzeria delle solette orizzontali.

8.4.3 Soletta superiore

8.4.3.1 Attacco piedritto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-1680	-770	800
RARA	-1183	-540	-
FR	-811	-346	-
QP	-389	-171	-
SIS	-417	-301	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	77000	-168000	77018	-227512	1.354	7.5	-213563	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01641	0.0	0.00164	4.0	-0.04110	96.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	70.7	0.0	0.0	32.5	-2074	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	55.2	-45.9	-23.4	0.189	1.00	0.000608	157	0.162

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	48.3	0.0	0.0	32.1	-1441	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	37.6	-31.7	-16.3	0.189	0.50	0.000408	157	0.109

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	23.3	0.0	0.0	32.4	-687	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	18.1	-15.1	-7.8	0.189	0.50	0.000137	157	0.037

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.006243059	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	411.02	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?

no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	846.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.4.3.2 Mezzeria

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1577	-	-
RARA	1122	-	-
FR	998	-	-
QP	508	-	-
SIS	565	-	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 28$ passo 10 cm a 7,1 cm da estradosso sezione (compressa)

$\phi 28$ passo 10 cm a 7,1 cm da intradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non è necessario aggiungere armatura a taglio

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	157700	3	192463	1.220	94.1	184212	0.06	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02181	100.0	0.00114	96.0	-0.05319	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	62.3	100.0	0.0	73.0	-2384	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (ScImin + ScEff)/(2 ScImin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	47.9	-47.9	-26.7	0.195	1.00	0.000740	159	0.200

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	55.4	100.0	0.0	73.0	-2120	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	42.6	-42.6	-23.7	0.195	0.50	0.000806	159	0.218

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	28.2	100.0	0.0	73.0	-1079	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	21.7	-21.7	-12.1	0.195	0.50	0.000216	159	0.058

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	\leq	2
$\rho_1 =$	0.006243059	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$V_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	411.02	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

8.4.4 Soletta di fondazione

8.4.4.1 Attacco piedritto

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1714	-780	1003
RARA	1213	-565	-
FR	809	-482	-
QP	570	-386	-
SIS	780	-580	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (compressa)

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 20 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	78000	171400	77984	277298	1.618	112.4	260237	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02032	120.0	0.00165	116.0	-0.05022	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	55.0	120.0	0.0	81.6	-1664	116.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	41.7	-33.4	-19.5	0.198	1.00	0.000333	161	0.091

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	37.3	120.0	0.0	79.2	-1030	116.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	28.6	-21.5	-12.2	0.196	0.50	0.000206	160	0.056

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	26.5	120.0	0.0	77.6	-691	116.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	20.5	-14.8	-8.3	0.195	0.50	0.000138	159	0.037

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1020	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1020000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4428	≤	2
$\rho_1 =$	0.005202549	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3431		
$V_{Rd,c} =$	450.93	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	349.99	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglioprecompresso? **no**

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1020	mm	altezza utile
$z =$	918	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1269.03	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3003.09	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.553	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.4.4.2 Mezzeria

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	-2152	-	-
RARA	-1547	-	-
FR	-1422	-	-
QP	-922	-	-
SIS	-1026	-	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non è necessario aggiungere armatura a taglio

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	-215200	-26	-233998	1.087	5.9	-223972	0.05	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02687	0.0	0.00114	4.0	-0.06501	116.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	64.6	0.0	0.0	30.6	-2705	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	47.9	-47.9	-30.2	0.204	1.00	0.000838	163	0.232

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	59.4	0.0	0.0	30.6	-2486	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	44.0	-44.0	-27.7	0.204	0.50	0.000964	163	0.267

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	38.5	0.0	0.0	30.6	-1612	4.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	28.5	-28.5	-18.0	0.204	0.50	0.000375	163	0.104

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1020	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1020000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4428	\leq	2
$\rho_1 =$	0.005202549	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$v_{min} =$	0.3431		
$V_{Rd,c} =$	450.93	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	349.99	kN	valore minimo di resistenza

8.4.5 Piedritto

8.4.5.1 Attacco soletta superiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1699	-871	712
RARA	1200	-619	-
FR	840	-499	-
QP	411	-269	-
SIS	447	-300	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 26 passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (compressa)

ϕ 26 passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe ϕ 12 passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X, Y, O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	87100	169900	87103	232068	1.366	92.2	217291	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X, Y, O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01576	100.0	0.00170	96.0	-0.03963	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	72.2	100.0	0.0	66.8	-2048	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	56.6	-45.9	-23.2	0.188	1.00	0.000601	156	0.160

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	51.1	100.0	0.0	65.8	-1382	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	40.2	-31.6	-15.6	0.187	0.50	0.000390	156	0.103

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	25.2	100.0	0.0	65.0	-657	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	19.9	-15.2	-7.4	0.186	0.50	0.000131	155	0.035

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.006243059	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	411.02	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglioprecompresso? **no**

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	846.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.4.5.2 Attacco soletta inferiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata sono:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
STR	1716	-1117	663
RARA	1213	-801	-
FR	774	-681	-
QP	573	-452	-
SIS	740	-502	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 26$ passo 10 cm a 7,0 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 25 cm trasversale e passo 40 cm longitudinale

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	111700	171600	111718	243120	1.417	91.6	226306	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.01426	100.0	0.00184	96.0	-0.03628	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm ²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	74.3	100.0	0.0	64.9	-1934	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Scmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²)
Scmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²)
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²)
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	58.7	-44.9	-21.9	0.186	1.00	0.000550	155	0.145

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	48.5	100.0	0.0	61.9	-1107	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	38.9	-27.2	-12.5	0.183	0.50	0.000228	154	0.060

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	35.6	100.0	0.0	63.2	-858	96.0	22.2	2220	53.1	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N° Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	28.4	-20.6	-9.7	0.184	0.50	0.000172	154	0.045

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	5306.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.006243059	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	411.02	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso? **no**

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	846.02	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.5 Verifica capacità portante fondazione

La verifica di capacità portante viene effettuata secondo l'Approccio I combinazione 2 (GEO) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M_2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1

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

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0
	sfavorevole		1.25
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.30

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
Capacità portante	$\gamma_R=1.8$

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni:

$$GEO) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Si fa notare che, essendo lo scatolare una struttura rigida, le azioni orizzontali comportano dal lato sfavorevole una rapida diminuzione di spinta (da regime di K0 a regime di Ka) che avviene per piccoli spostamenti, mentre dal lato resistente la spinta aumenta tendendo a Kp per cui, in definitiva, la struttura

risulta autoequilibrata in direzione orizzontale. Ciò è particolarmente significativo nel caso in esame, considerando che per il terreno di reinterro il rapporto tra K_p e K_a è molto elevato (circa 10).

Poiché le verifiche di capacità portante sono eseguite allo stato limite ultimo (a cui corrispondono per definizione "grandi" spostamenti) si ritiene di poter considerare l'azione resistente massima in regime di spinta passiva. Si tratta quindi di verificare che, per la combinazione di carico più gravosa, la massima spinta agente sia inferiore a quella resistente assicurando così l'equilibrio della struttura.

Nel caso in esame il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\phi=32^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,307$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_p = 3,255$.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = \lambda \gamma_t z$ e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Azione resistente massima:

$$p_{\min} = [20 * 1,34] * 3,255 = \mathbf{87,23 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 7,84] * 3,255 = \mathbf{597,62 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{res}} = p_{\min} * 7,84 + [p_{\max} - p_{\min}] * 7,84/2 = \mathbf{2684,61 \text{ kN}}$$

Azione agente massima spinta del terreno:

$$p_{\min} = [20 * 1,34] * 0,307 = \mathbf{8,22 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 7,84] * 0,307 = \mathbf{56,36 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_ter}} = p_{\min} * 7,84 + [p_{\max} - p_{\min}] * 7,84/2 = \mathbf{253,15 \text{ kN}}$$

Azione agente massima sovraccarico a tergo:

$$p_{\text{acc}} = 20,00 * 0,307 = \mathbf{6,14 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente_acc}} = p_{\text{acc}} * 7,84 * 1,30 = \mathbf{62,57 \text{ kN}}$$

Dai calcoli sopra riportati si evince che la resistenza massima del terreno è largamente maggiore rispetto alle azioni agenti, per cui si ritiene la struttura equilibrata.

Ne consegue che per le verifiche di capacità portante si può ritenere nulla la risultante delle forze orizzontali e considerare unicamente l'azione verticale, che risulta massima per il caso statico per il quale si considerano agenti i carichi accidentali da traffico:

$N_{\text{max_GEO}} = 3600 \text{ kN}$ (valutato come la somma dei pesi propri, permanenti e accidentali)

8.5.1 Carico limite

Si valuta la capacità portante secondo Brinch-Hansen, considerando una fondazione nastriforme fittizia di larghezza 4,10 m e profondità pari a 1 m.

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \gamma_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \gamma_\gamma$$

TERRENO						
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione		ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna		$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\gamma 1$	=	19.00	kN/mc	peso specifico efficace		
γ_{sat}	=	19.00	kN/mc	peso specifico saturo		
$\gamma 2$	=	9.00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$		
c		0.00	0.00	kN/mq	coesione c'	
φ		20	20.00	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'
Zw	=	1.00	m	profondità falda		

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA			
B	=	1150	cm	lato fondazione	eb=	0.00 m --->	B'= 11.50 m
L	=	100	cm	lunghezza fondazione	el=	0.00 m --->	L'= 1.00 m
H	=	120	cm	altezza suola fondazione			
D	=	978	cm	profondità di posa			

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione		
N	=	2593.50	kN	605.00	1390.00	0.00	<div style="border: 2px solid orange; padding: 5px;"> <input type="radio"/> A1-H1-I1-R1 <input type="radio"/> A2-H2-I2-R2 3 2.3 <input checked="" type="radio"/> A1-H1-I1-R3 </div>
Mb	=	0.00	kNm		0.00	0.00	
MI	=	0.00	kNm		0.00	0.00	
Tb	=	0.00	kN		0.00	0.00	
TI	=	0.00	kN		0.00	0.00	
Ht	=	0.00	kN				

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS				
qlim	=	3121.13	kN/mq	q=	225.52 kN/mq	13.84	verificato	R1 = 1,0
		31.21	kg/cmq		2.26 kg/cmq			
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd						assente	OK verificato	R3 = 2,3

La massima pressione sul terreno è, quindi, di entità accettabile.

Per completezza si ripostano nel seguito i coefficienti della formula di Brinch-Hansen utilizzati per il calcolo delle capacità portante.

COEFFICIENTI FORMULA BRINCH-HANSEN				
q	=	98.02	kN/mq	sovraccarico alla profondità D
Nq	=	6.40		
Nc	=	14.83		coefficienti di capacità portante
Ng	=	5.39		
sc	=	5.96		
sq	=	5.19		fattori di forma
sg	=	-3.60		
rb	=	1.08		coefficienti per calcolare mi
rl	=	1.92		
teta	=	1.57	rad	
mi	=	1.08		
iq	=	1.00		fattori inclinazione carico
ic	=	1.00		
ig	=	1.00		
dq	=	1.27		
dc	=	1.32		fattori profondità piano d'appoggio
dg	=	1.00		
bq	=	1		fattori inclinazione base della fondazione
bc	=	1		
bg	=	1		
gq	=	1		
gc	=	1		fattori inclinazione piano di campagna
gg	=	1		

8.6 Verifica a galleggiamento

La verifica viene eseguita sia in condizione di costruzione sia in condizione di esercizio (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

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

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione (§6.2.3.2):

combinazione 2 → (A2+M2) → GEO (galleggiamento)

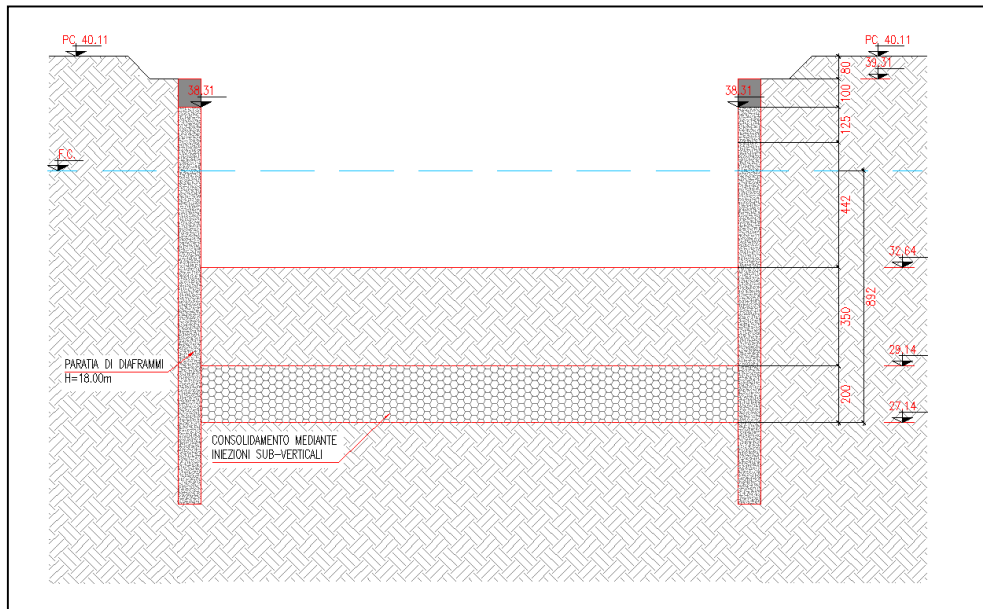
Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9

	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

Per la fase di costruzione si sono analizzate due sezioni principali, la prima in prossimità della sezione trasversale 5 con PK 0+100,00 Km dove si ha lo scavo più profondo e la seconda alla sezione 13 con PK 0+275.00 Km e i risultati sono i seguenti:

SEZION PK 0+100,00



Hbattente = 8,92m

Hzaforra = 3,50m

Htappo di fondo = 2,00m

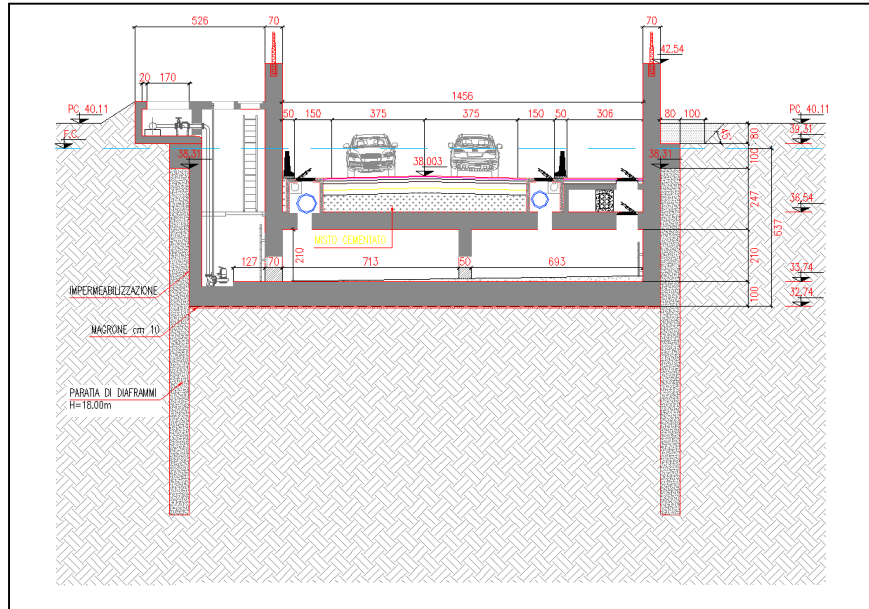
Bscavo = 19,00m

$$1,1 \cdot F_w \leq 0,9 \cdot P_{scat}$$

$$98,00 \leq 99,00$$

[kN] [kN]

SEZION PK 0+100,00



Hbattente = 6,37m

Bscavo = 19,00m

$$1,1 \cdot F_w \leq 0,9 \cdot P_{scat}$$

$$70,07 \leq 72,23$$

[kN] [kN]

9 VERIFICA FASE TRANSITORIA DI SPINTA

L'opera viene varata col sistema del "sottopasso a spinta", mediante martinetti idraulici che lavorano a contrasto su un muro reggispinta. La procedura di varo si articola sui seguenti step di avanzamento (per un maggior dettaglio delle fasi realizzative si rimanda agli elaborati grafici):

1. Realizzazione della paratia di diaframmi
2. Scavo e posa in opera del sistema Essen;
3. Preparazione della vasca di varo;
4. Realizzazione del muro reggispinta e della soletta di varo;
5. Realizzazione fuori sede del sottopasso a spinta e successiva spinta fino alla configurazione di progetto;
6. Completamento e finiture delle opere.

In questo paragrafo viene quindi dimensionato il sistema di spinta (platea di varo e muro reggi spinta) in modo da garantire il corretto sviluppo delle fasi di costruzione.

9.1 Azioni e Sollecitazioni

Per la verifica delle strutture di contrasto necessarie per assorbire le azioni delle attrezzature di spinta si individua la seguente configurazione:

Configurazione a)

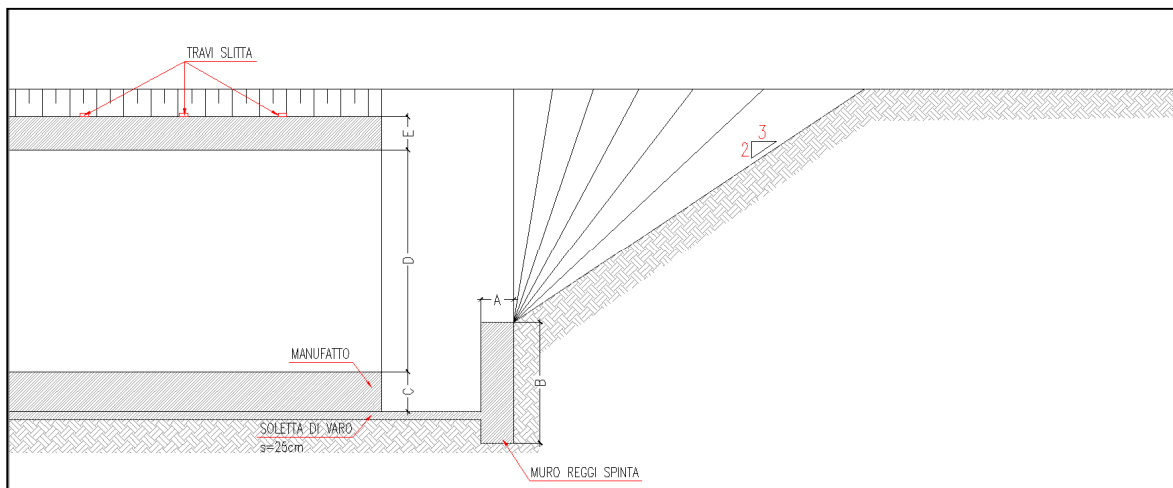


Figura 22 – configurazione "a"

In questa configurazione i martinetti di spinta devono vincere l'attrito tra l'intradosso fondazione e la platea di varo; il coefficiente di attrito di primo distacco può raggiungere valori di poco superiori all'unità: si assume il valore 1.1; non è invece presente alcun attrito del terreno sulle pareti laterali.

In questa configurazione la platea di varo risulta soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione, mentre il muro reggispinta deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea

di varo. Tale sforzo normale ha valore nullo all'estremità libera ed aumenta gradualmente fino a raggiungere il valore massimo all'attacco col muro reggispinta (sez. A); è generato dalle azioni di attrito con la fondazione del monolite ed è parzialmente limitato dalle azioni di attrito tra la soletta ed il terreno sottostante. Per la valutazioni di queste ultime si considera un coefficiente di attrito pari a 0.46, pari a $2/3 \tan 35^\circ$, essendo 35° l'angolo di attrito del terreno in sito alla quota a cui viene realizzata la soletta di varo.

Lo sforzo S_1 nella sezione di attacco tra il muro reggispinta e la platea di varo viene così valutato:

1. Peso del manufatto (P_M)= per il calcolo del peso del manufatto si considera il peso della soletta di base, della soletta superiore, e dei due piedritti laterali:

$$(11,50 * 1,20 + 11,50 * 1,00 + 2 * 1,00 * 8,94) * 18,12 * 25 = 19560 \text{ kN}$$

2. Peso platea di varo (P_P)=

$$(0,25 * 23,65 * 14,02) * 25 = 2072 \text{ kN}$$

$$S_1 = 19560 * 1,1 - (2072 + 19560) * 0,46 = \mathbf{11565 \text{ kN}}$$

Come già indicato, il muro reggispinta deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea di varo. Pertanto, l'azione applicata al muro reggispinta, risulta:

$$S_2 = P_M * 1,1 - S_1 = \mathbf{9951 \text{ kN}}$$

Secondo quanto riportato nei calcoli che seguono, per equilibrare l'azione applicata al muro reggispinta è sufficiente la resistenza passiva del terreno valutata sull'altezza complessiva del muro.

Per la realizzazione del muro reggispinta si effettua uno scavo caratterizzato da una scarpata 2/3 a partire dal piano di imposta del muro stesso; per il terreno di riempimento della sezione di scavo a monte del muro si utilizza un materiale arido per il quale possono assumersi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso specifico: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito: $\varphi = 35^\circ$

Il diagramma della spinta passiva a tergo del muro reggispinta viene riportato nella figura che segue; esso si ottiene come intersezione di due diagrammi di spinta passiva relativi alle due seguenti configurazioni limite del terreno:

- configurazione limite 1:

il terreno a monte del muro reggispinta, a partire dalla testa del muro stesso, presenta un'inclinazione sull'orizzontale pari a: $\alpha = \arctg(2/3)$; il coefficiente di spinta passiva corrispondente risulta pari a: $\lambda_{p1} = 17,01$;

- configurazione limite 2:

il terreno a monte del muro reggispinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale pari a $\alpha = 0^\circ$ a quota $Q=40.29\text{m}$; il coefficiente di spinta passiva corrispondente risulta pari a: $\lambda_{p2} = \tan^2(\pi/4 + 35/2) = 3,69$.

La spinta passiva risulta:

$$S_p = B * \gamma * (0,5 * H_1^2 * \lambda_{p1} + 0,5 * H_2^2 * \lambda_{p2} + H_1 * H_2 * \lambda_{p1}) =$$

$$= 13,50 * 19 * (0,5 * 0,71^2 * 17,01 + 0,5 * 2,94^2 * 3,69 + 0,71 * 2,94 * 17,01) = 14298 \text{ kN}$$

L'azione applicata al muro reggispinta (S_2) risulta inferiore alla spinta passiva del terreno (S_p):

$$S_2 = 9951 \text{ kN} < S_p = 14298 \text{ kN}, \text{ da cui } \rightarrow \mathbf{S_p / S_2 \approx 1,43}$$

Si nota inoltre che la quota della risultante delle spinte passive è pressoché coincidente con la quota della risultante della spinta dei martinetti e dell'azione resistente della platea di varo.

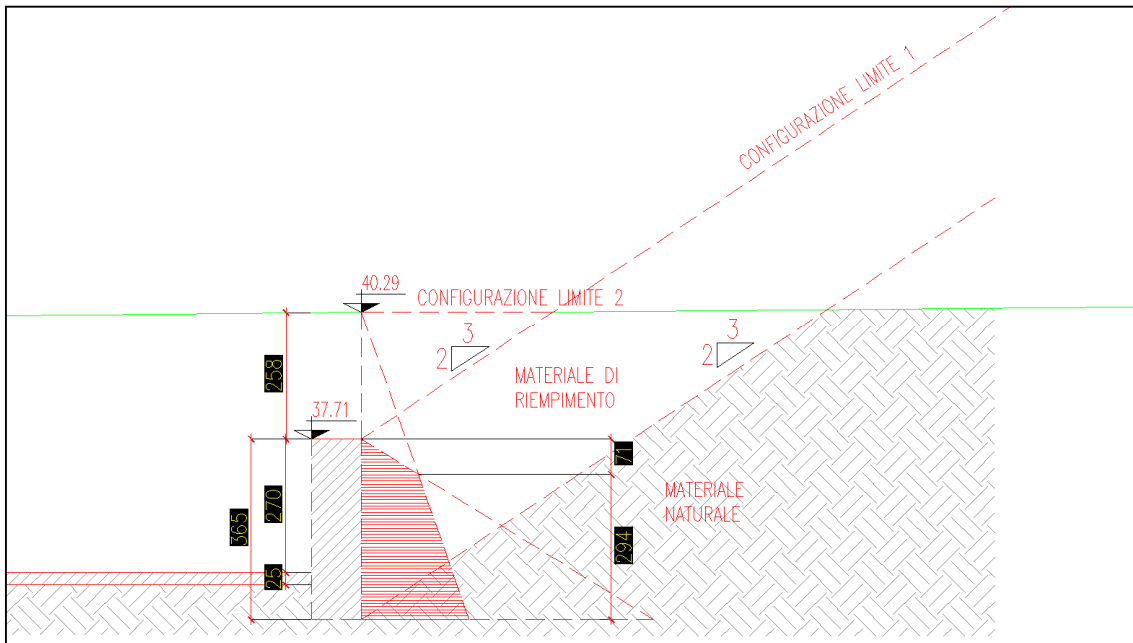


Figura 23 – muro reggispinga

Per il calcolo dell'armatura verticale del muro reggispinga si considera un modello a mensola incastrata in corrispondenza della sezione di attacco con la platea, soggetta al diagramma di spinta passiva definito in precedenza:

Secondo tali impostazioni nella sezione di incastro, si hanno le seguenti sollecitazioni per unità di lunghezza:

$$T_A = \gamma * (0,5 * H_1^2 * \lambda_{p1} + 0,5 * H_2^2 * \lambda_{p2} + H_1 * H_2 * \lambda_{p1}) =$$

$$= 19 * (0,5 * 0,71^2 * 17,01 + 0,5 * 2,94^2 * 3,69 + 0,71 * 2,94 * 17,01) = 1060 \text{ kN/m}$$

$$M_A = \gamma * (0,5 * H_1^3 * \lambda_{p1} / 3 + 0,5 * H_2^3 * \lambda_{p2} / 3 + H_1^2 * H_2 * \lambda_{p1} / 2) =$$

$$= 19 * (0,5 * 0,71^3 * 17,01 / 3 + 0,5 * 2,94^3 * 3,69 / 3 + 0,71 * 2,94 * 17,01 / 2) = 653 \text{ kNm/m}$$

9.2 Verifiche a SLU e SLE

9.2.1 Verifica Platea di varo

Per la platea di varo, essendo soggetta ad uno sforzo di trazione (S_1), si verificano soltanto le armature e si trascura la presenza del calcestruzzo.

E' prevista un'armatura simmetrica all'intradosso e all'estradosso della platea, pari a $1\phi 20/20$; l'area di armatura totale sarà:

$$A_s = 2 * 68 * 3,14 = 427,04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 15034 * 10^3 / 42704 = 352 \text{ MPa}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto $\sigma_s < f_{yd} = 391$ MPa.

9.2.2 Verifica Muro reggi spinta

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Essendo la struttura soggetta a soli carichi permanenti, verrà verificata nella sola combinazione SLS-QP in quanto più sfavorevole.

Le sollecitazioni per la sezione sono:

COMB	M (kNm)	T (kN)
SLU	850	1378
QP	653	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

$\phi 20$ passo 10 cm a 6,7 cm da intradosso sezione (compressa)

$\phi 20$ passo 10 cm a 6,7 cm da estradosso sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

staffe $\phi 12$ passo 20 cm longitudinale a 4 braccia

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	85000	25	114509	1.347	94.9	110060	0.05	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.02582	100.0	0.00076	96.0	-0.06218	4.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di cong. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess. formule (7.11)(7.14)EC2

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac Eff.	Af Eff.	D barre
1	S	48.0	100.0	0.0	77.3	-2326	96.0	18.0	1800	31.4	10.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sclmax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Sclmin + ScEff)/(2 Sclmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N° Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	31.6	-31.6	-20.2	0.205	0.50	0.000657	174	0.195

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	850	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	3140	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	850000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.4851	≤	2
$\rho_1 =$	0.003694118	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3583		
$V_{Rd,c} =$	345.07	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	304.57	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	850	mm	altezza utile
$z =$	765	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	452.16	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1692.03	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2502.57	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.885	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

10 ANALISI DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO IN DIAFRAMMI

10.1 Modellazione di calcolo

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 9.057) prodotto dalla "CeAs" – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus 2011.

PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

- Analisi classica = viene eseguita una analisi all'equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un'analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall'Utente.
- Analisi non lineare secondo un modello "a molle" elasto plastiche" per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:
 - si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
 - la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
 - il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
 - i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.

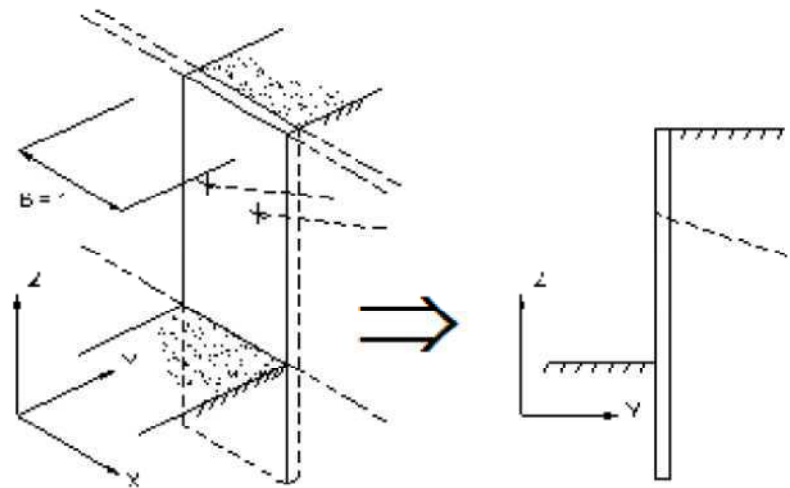


Figura 24 – schema studiato

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO". Le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie; ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:

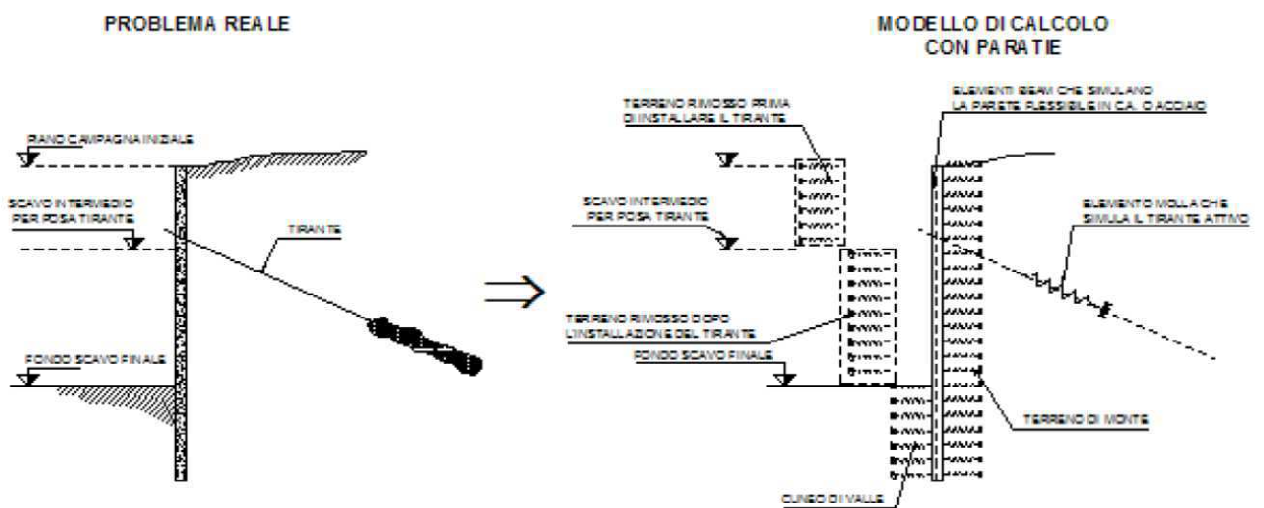


Figura 25 – modello con paratie

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidezza K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

Es è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

L è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di L è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

dove

D è la profondità di scavo

H è l'altezza totale del paramento

H' è definito come $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di LM e LV:

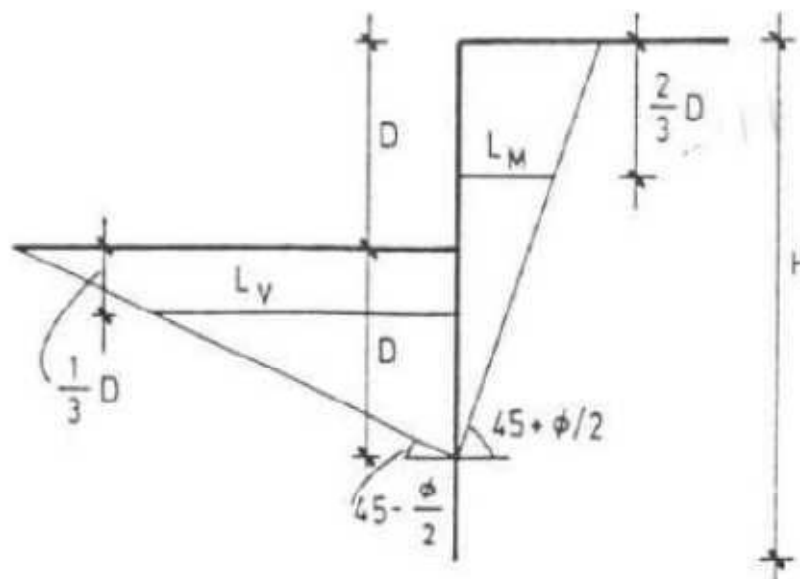


Figura 26 – criterio per LM e LV

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica delle rigidezza globale della struttura (matrice di rigidezza assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidezza del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidezza. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

10.2 Criteri di verifica

10.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

10.2.1.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed}, M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

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

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

10.2.1.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

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

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2f_{cd}$)

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

A_{sw} area armatura trasversale

s passo armatura trasversale

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

ϑ angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

α_c coefficiente amplificativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$
1.25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$
$2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

10.2.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

Verifica di apertura delle fessure:

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico Frequente: $w_k \leq w_3 = 0,40\text{mm}$
- combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0,30\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio:

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$.

10.3 Metodologia d'intervento e fasi operative

Per la realizzazione degli scavi si impiegheranno paratie di diaframmi in calcestruzzo contrastate mediante ordini di tiranti.

In fase definitiva il contrasto delle paratie sarà fornito dagli elementi di elevazione dei muri ad "U" e dal solettone di fondo.

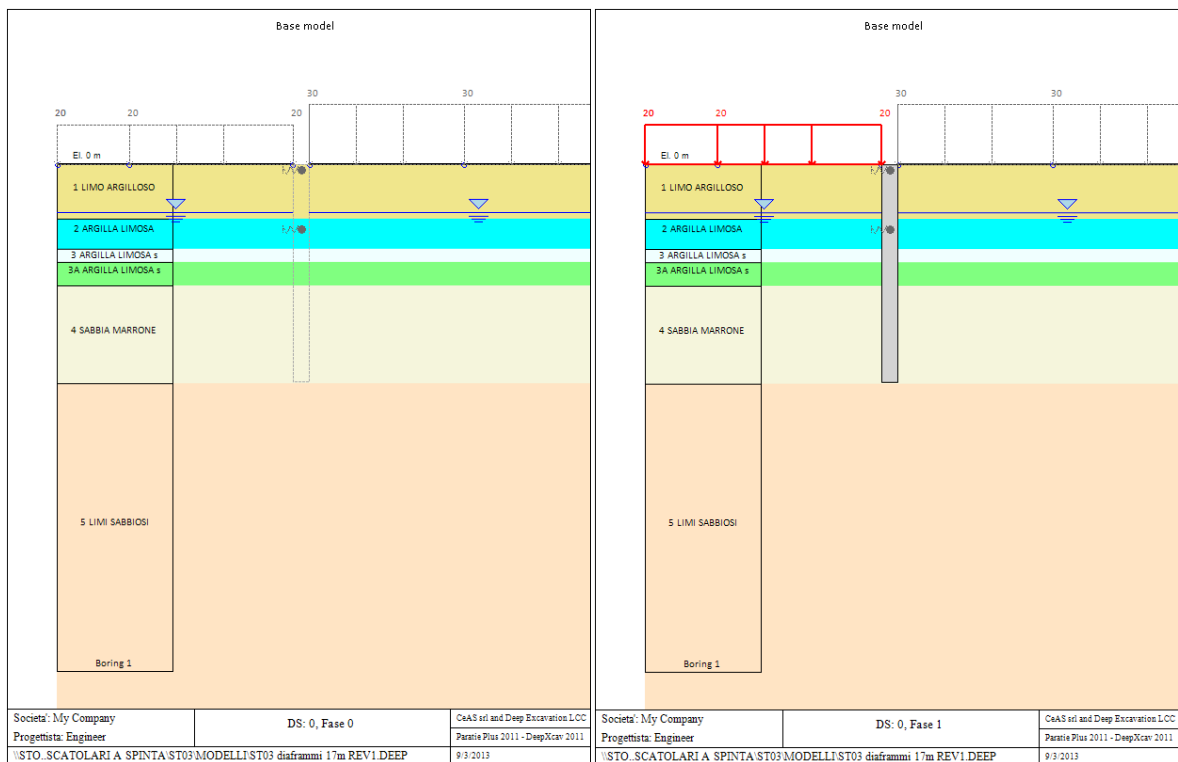
Le strutture interne si completano con il getto delle contropareti in c.a. contro le paratie, previa posa di guaine impermeabilizzanti.

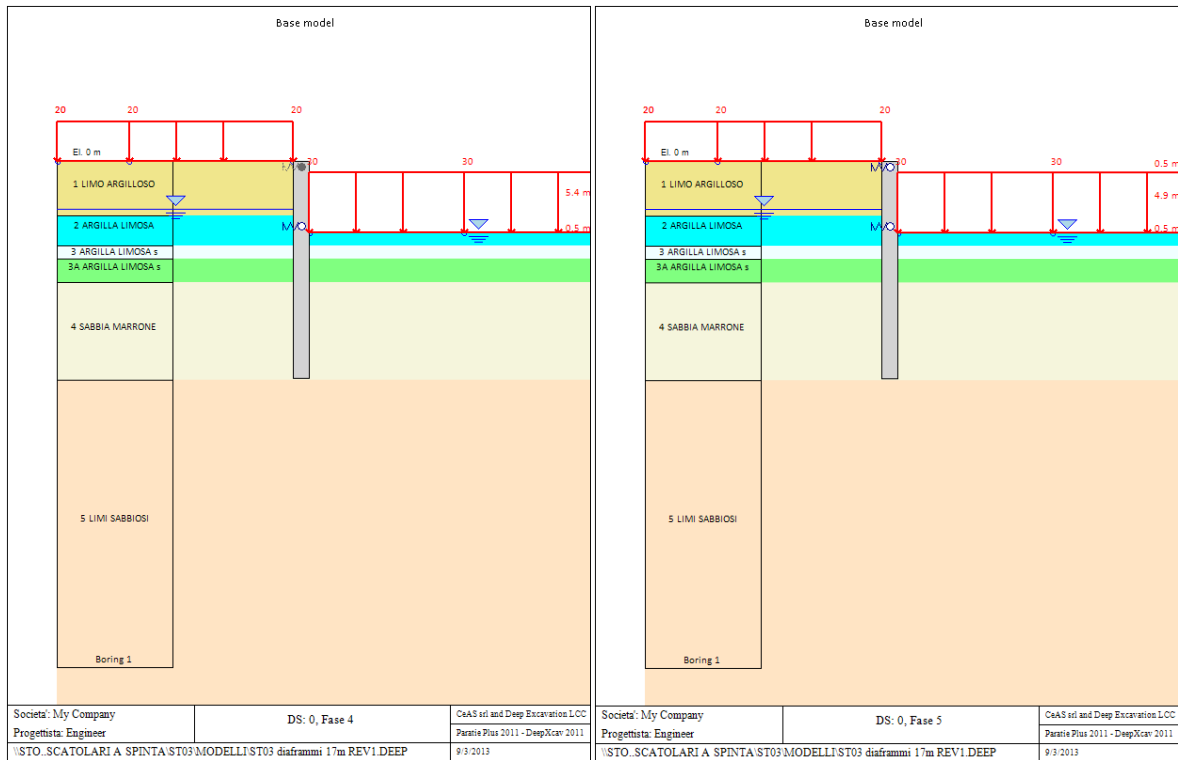
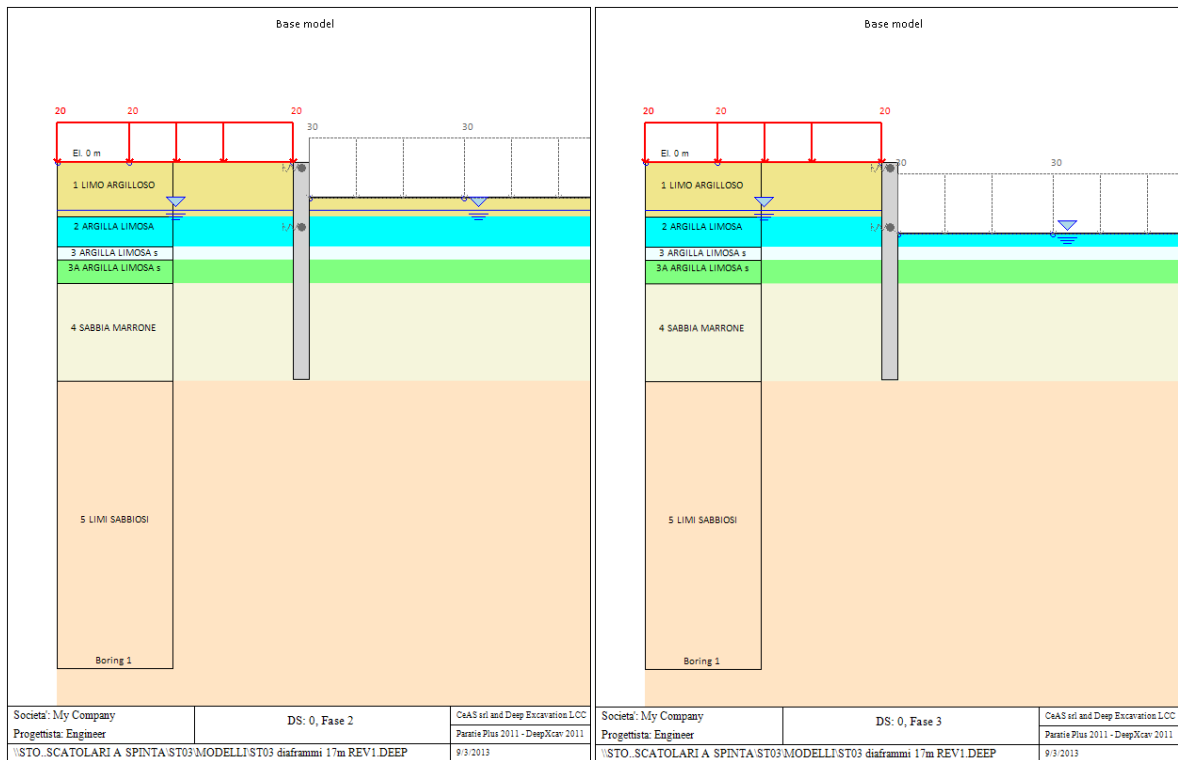
Le principali fasi esecutive sono:

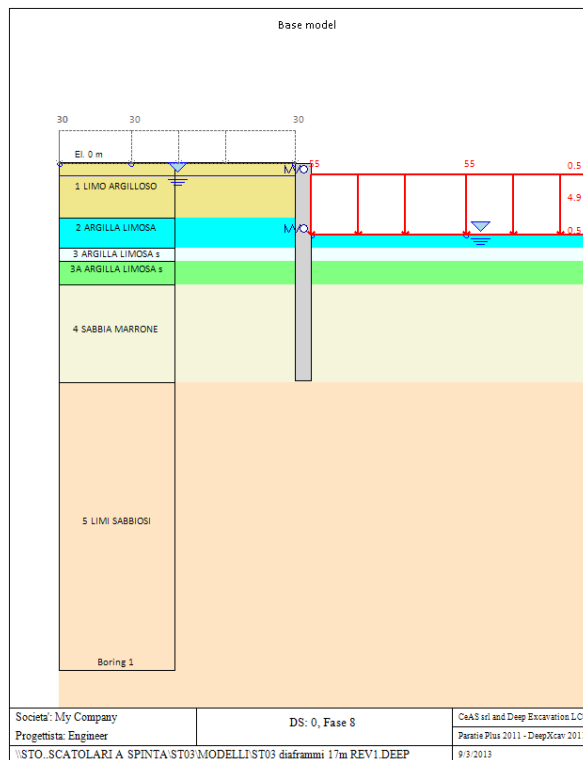
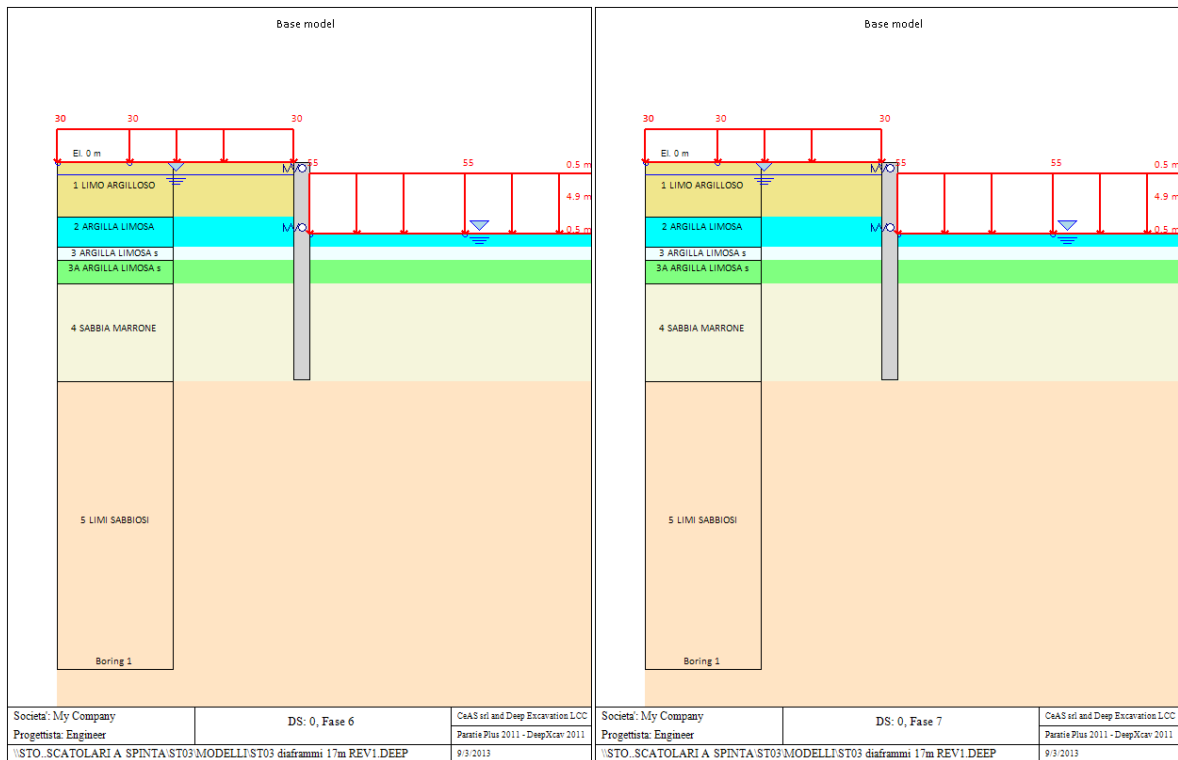
- Formazione delle corree di guida, realizzazione delle paratie (compresa trave di coronamento)
- Scavi successivi per la realizzazione del tampone di fondo;
- Scavo finale fino alla quota di imposta del solettone di fondo;

- Posa dell'impermeabilizzazione sul fondo scavo e a ridosso delle paratie (realizzazioni dei relativi massetti in cls);
- Getto del solettone di fondo in cui devono essere previste le opere di drenaggio delle acque;
- Completamento dell'impermeabilizzazione delle pareti laterali; getto delle contropareti;
- Completamento delle opere.

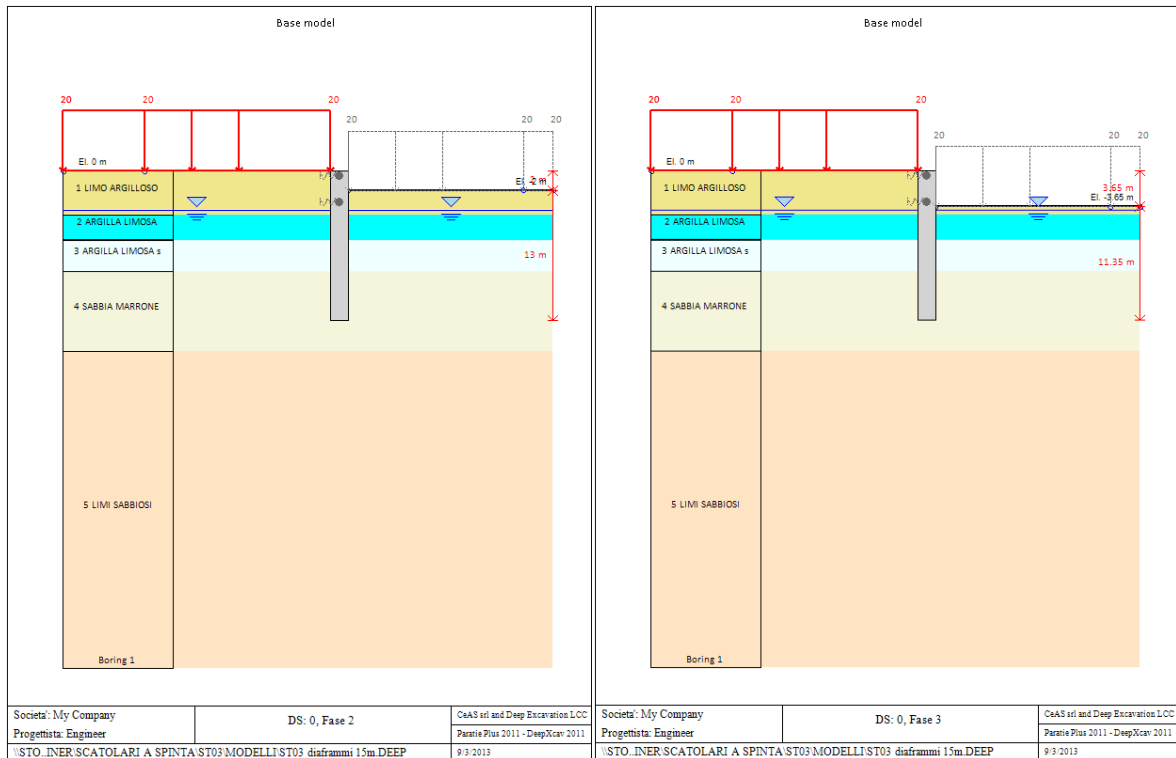
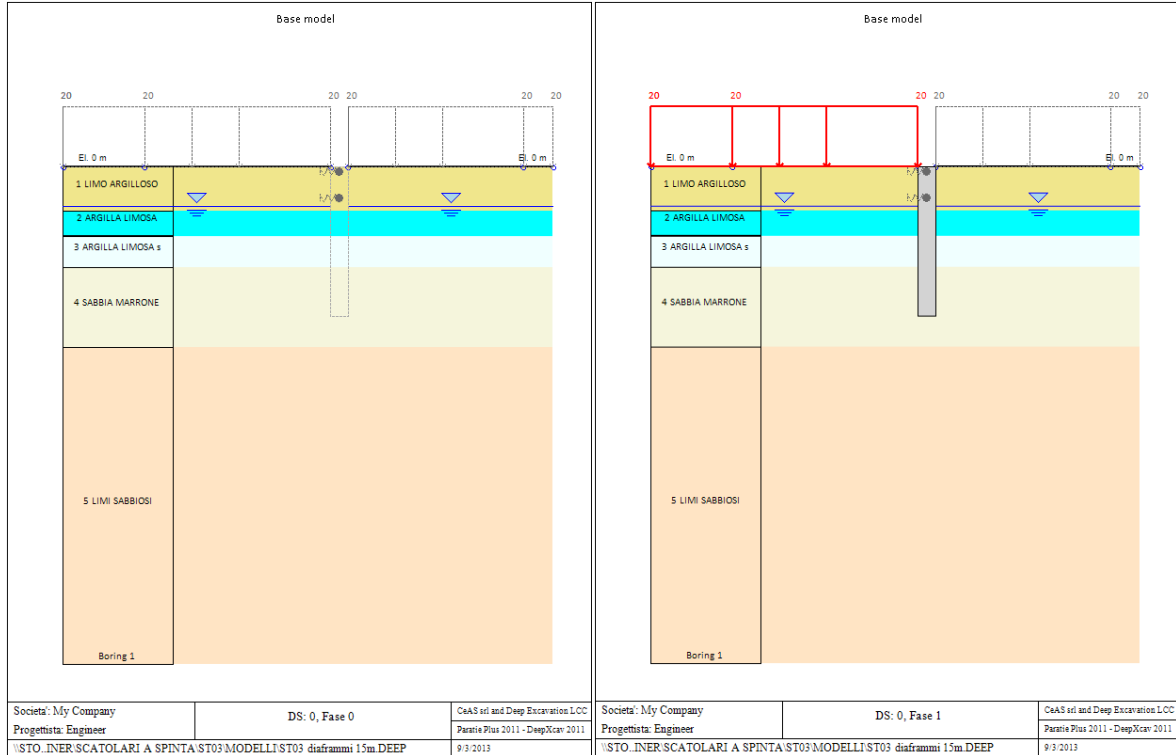
MODELLO SEZIONE TIPO 1 (H=18m senza tiranti)

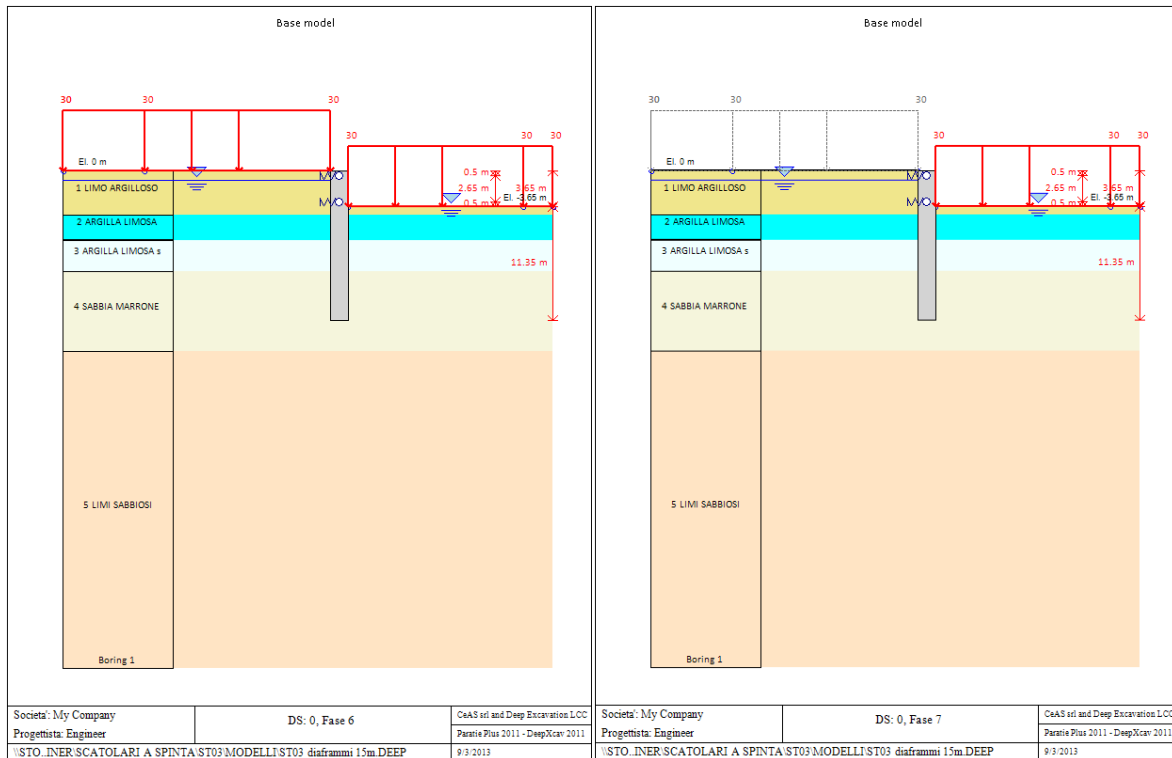
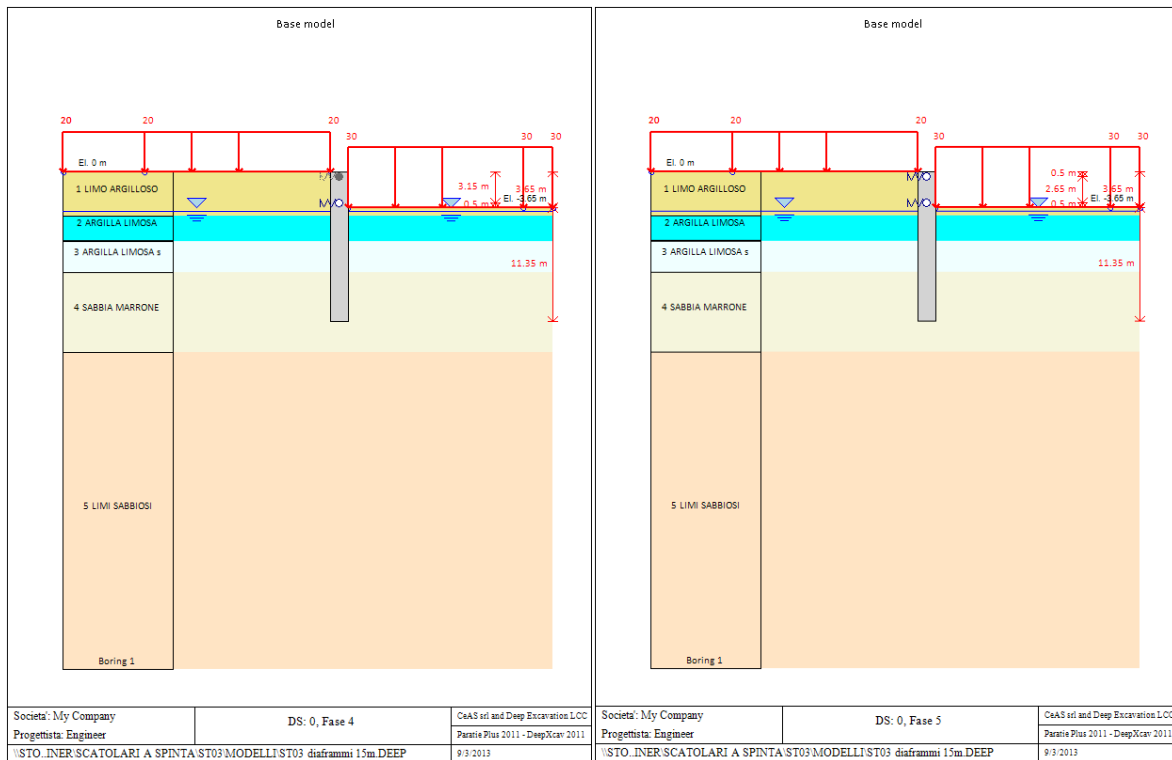




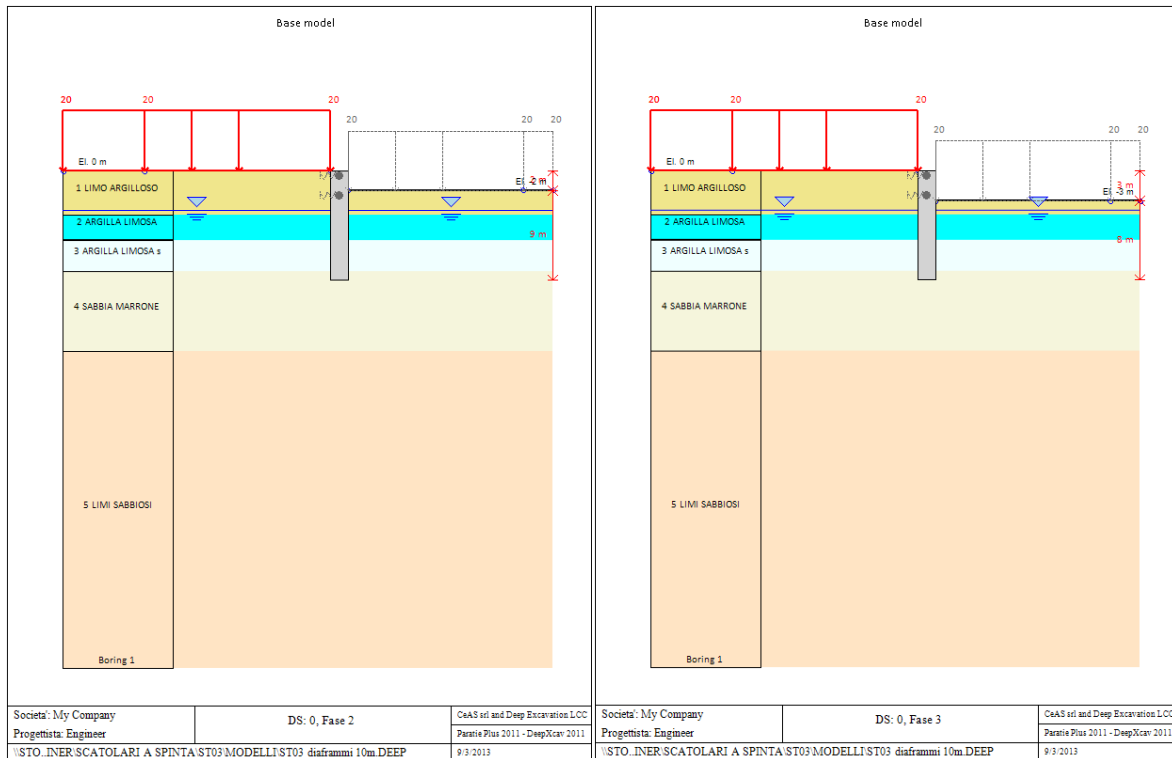
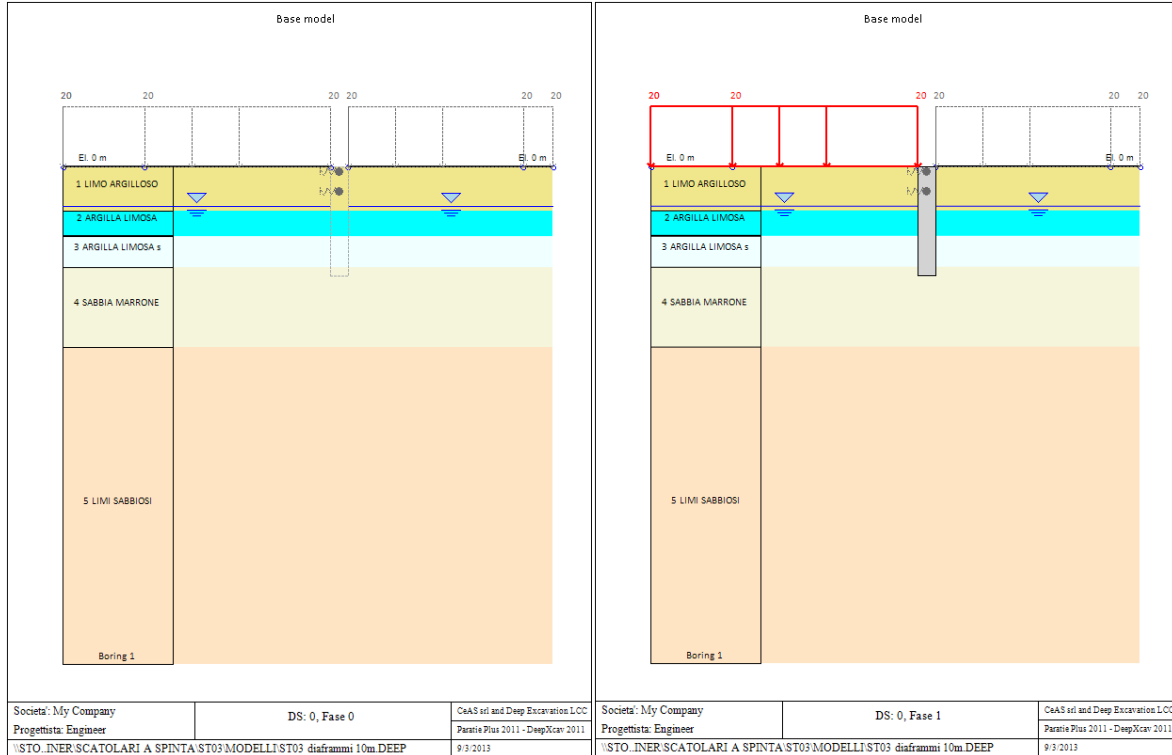


MODELLO SEZIONE TIPO 2 (H=15m senza tiranti)





MODELLO SEZIONE TIPO 3 (H=11m senza tiranti)

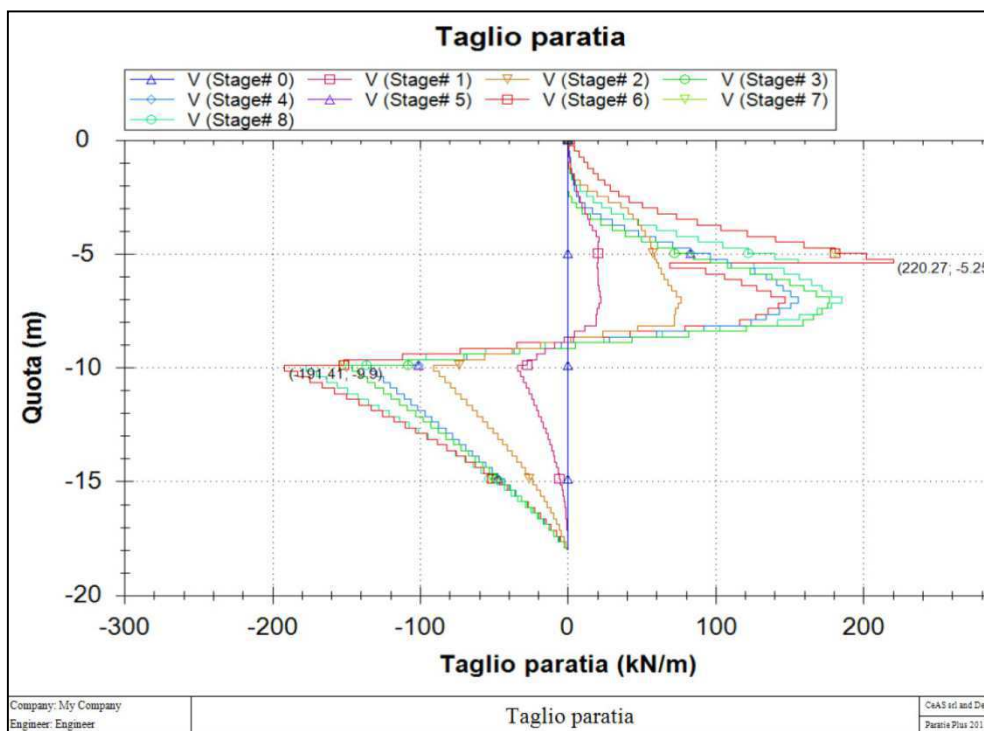
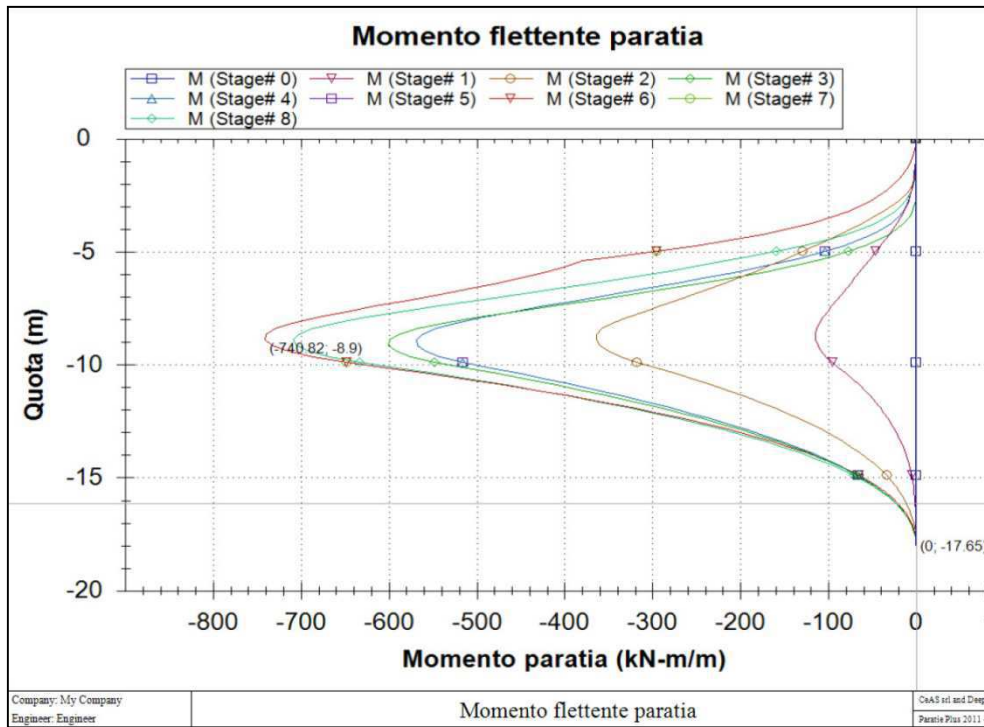


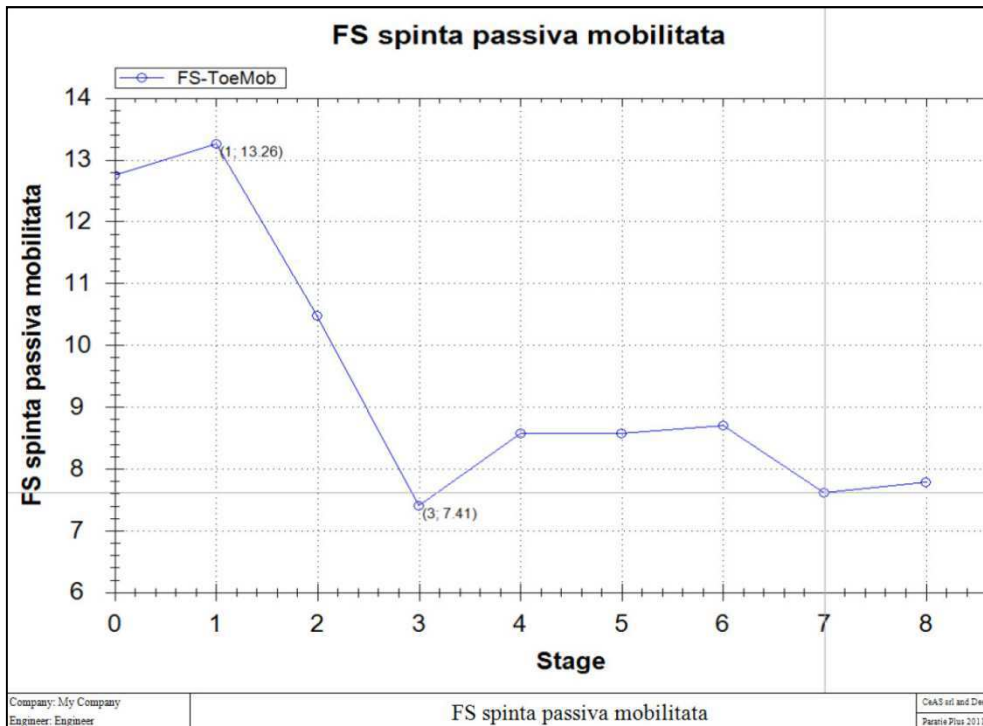
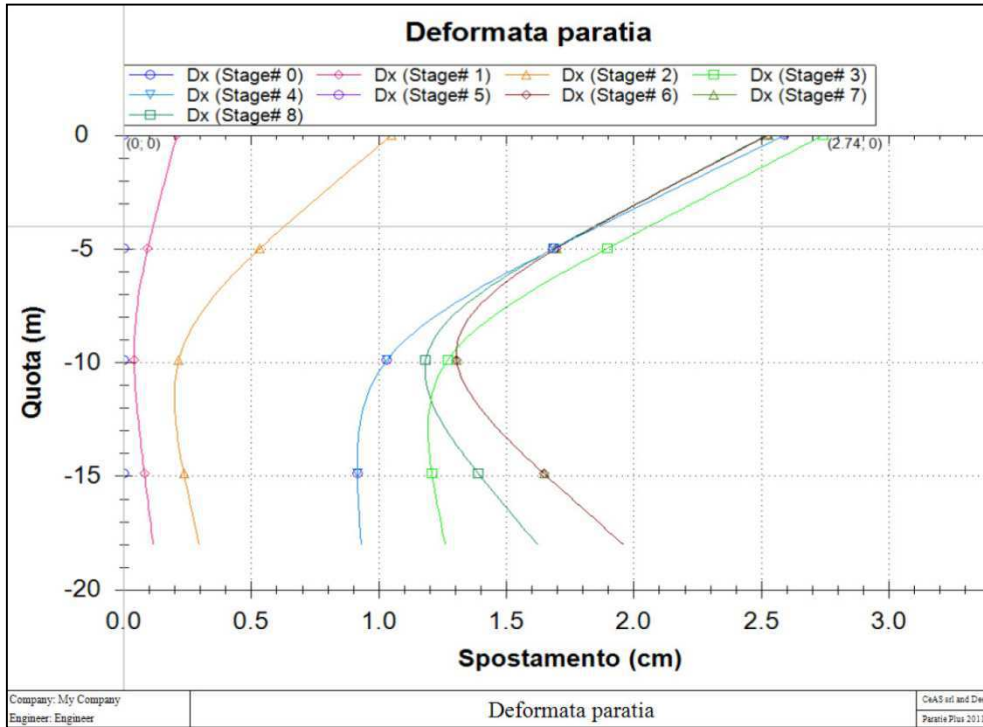


10.4 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

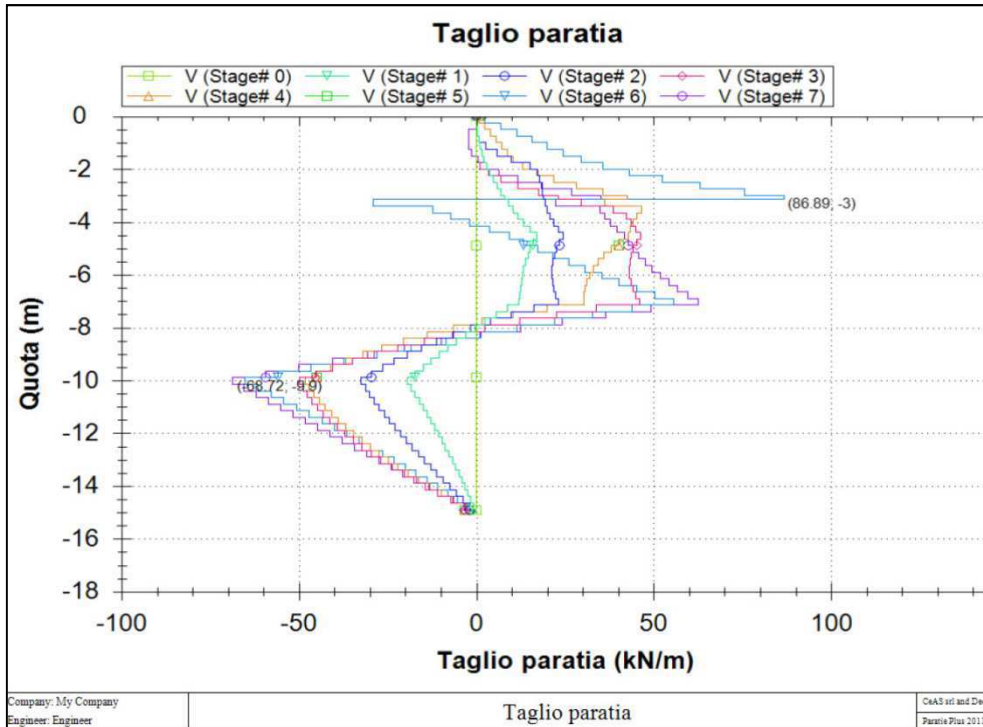
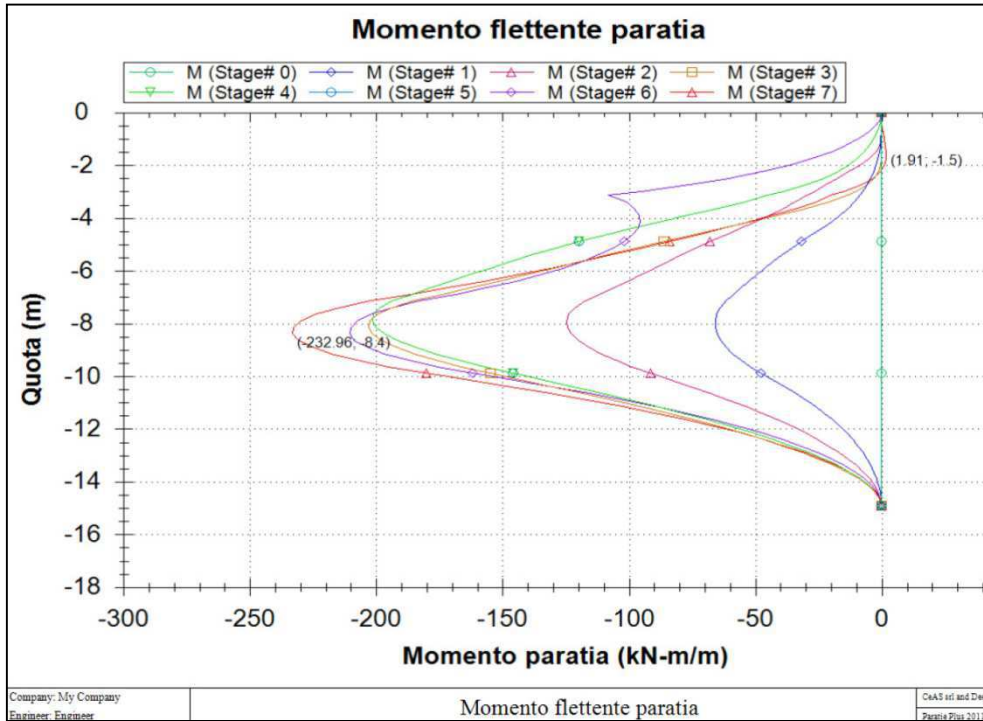
Si riporta nel seguito i diagrammi di sollecitazione e deformazione nella per le differenti sezioni di calcolo analizzate.

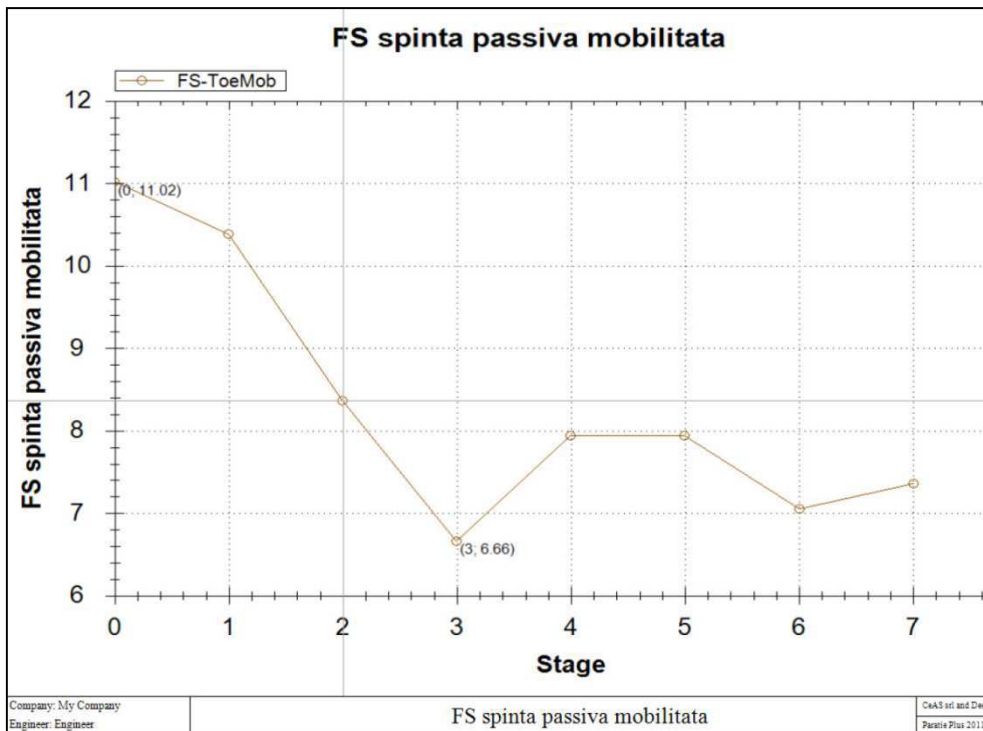
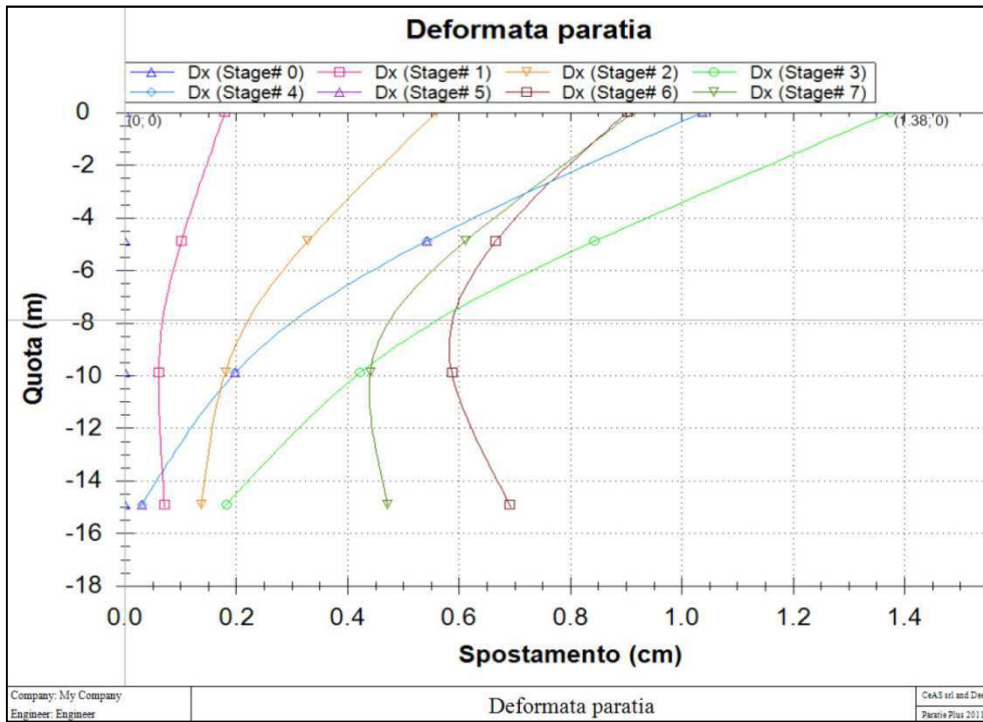
MODELLO SEZIONE TIPO 1



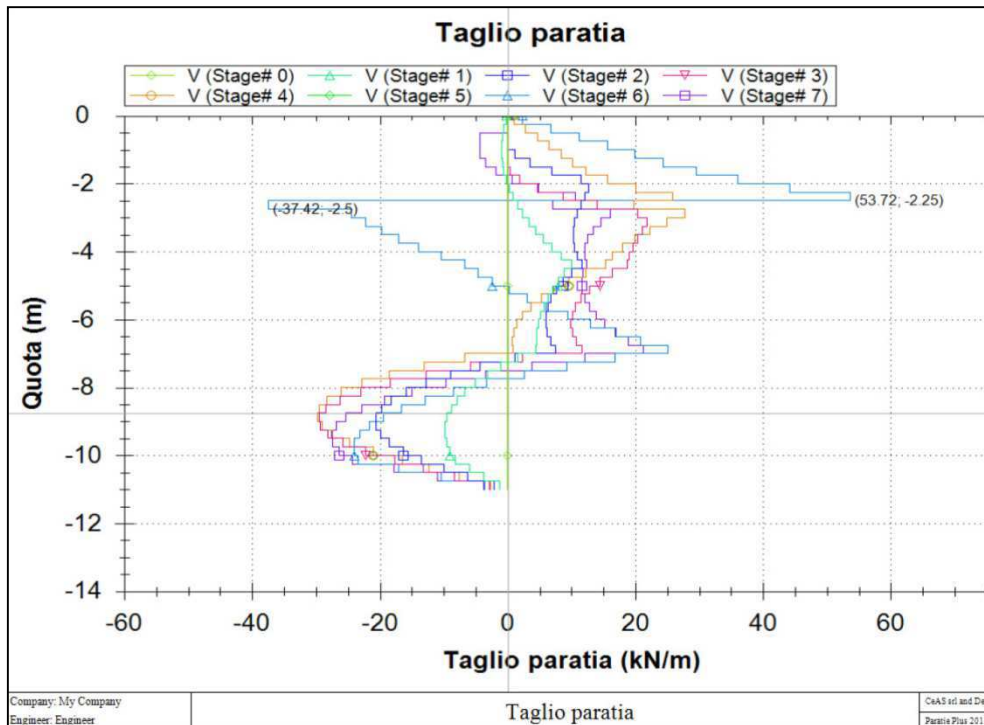
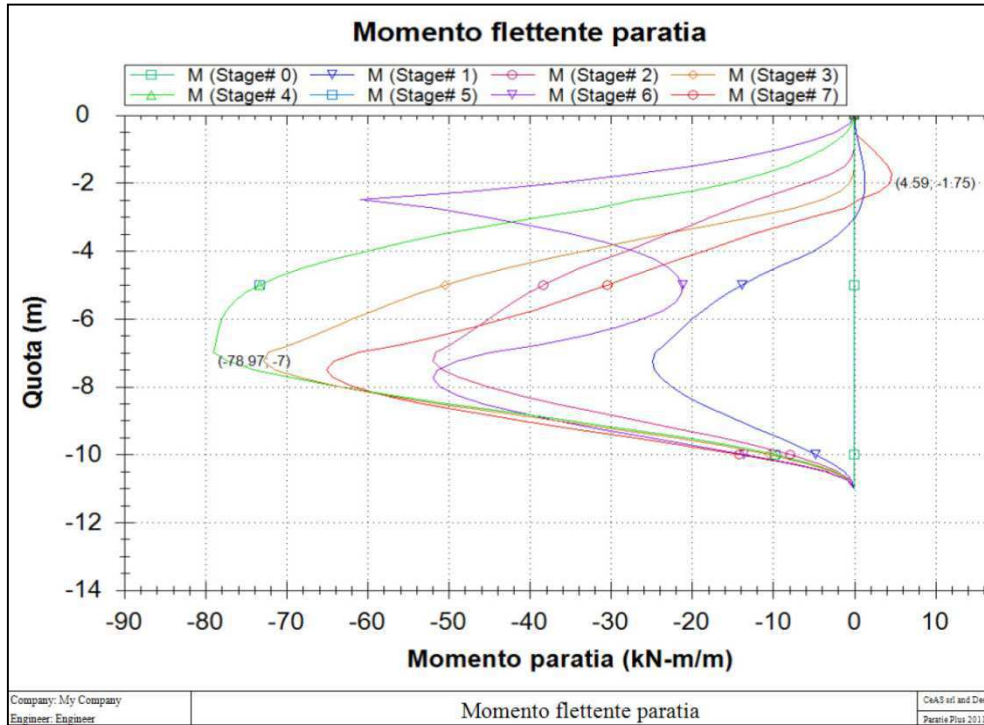


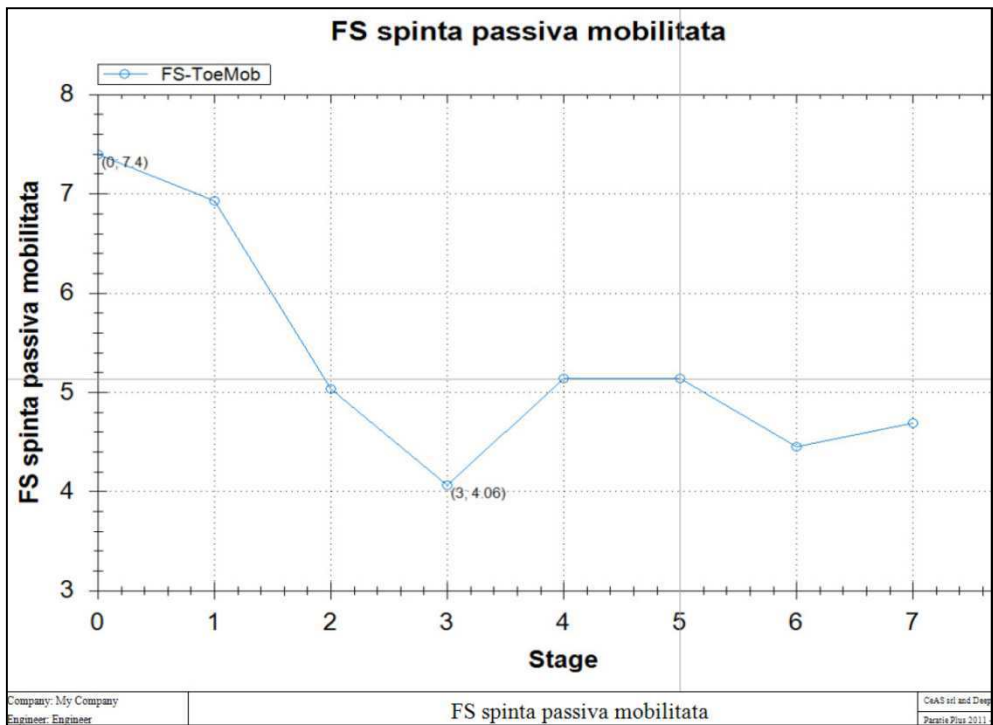
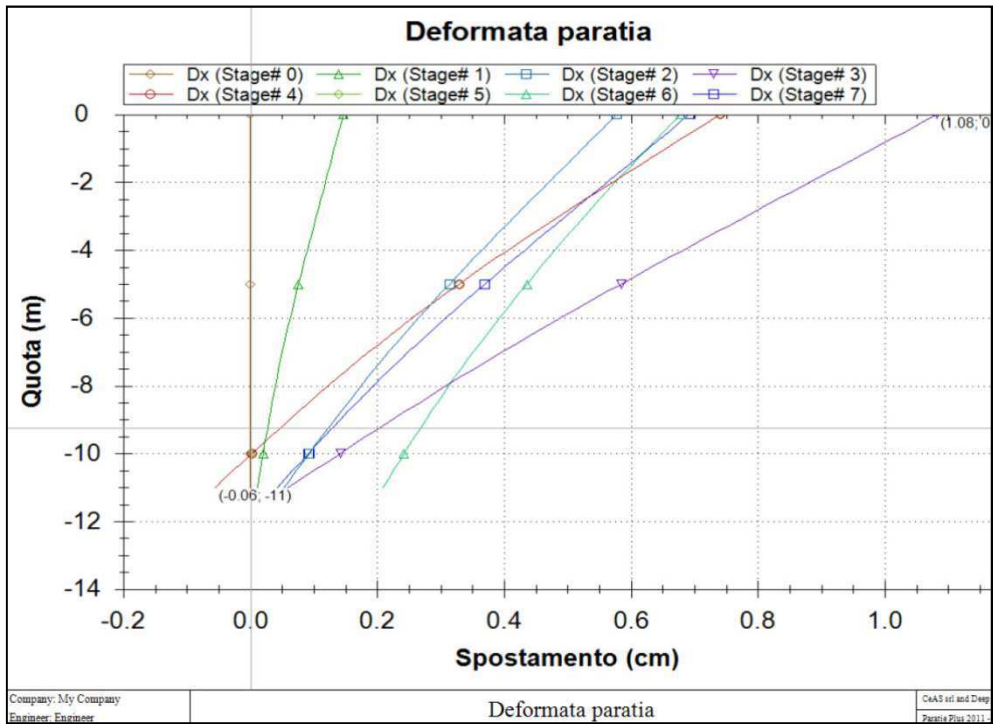
MODELLO SEZIONE TIPO 2





MODELLO SEZIONE TIPO 3





10.5 Verifiche degli elementi strutturali

Verrà riportata nel seguito la sola verifica della tipologia più sollecitata (modello tipo 1).

La lunghezza del pannello risulta pari a 18,00 m da quota testa paratia (+39,24 m s.l.m.); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata (monitorata fino al completamento della struttura interna – stage 7) risultano pari a: 2,7cm e 7,4 rispettivamente.

M (kNm/m)	T (kN/m)
1852	550

Si prevedono le seguenti armature per il pannello di dimensioni 80x250:

Armatura lato scavo	Armatura lato terra	Staffe
30 ϕ 28 copriferro 7,1 cm	30 ϕ 28 copriferro 7,1 cm	2 braccia ϕ 12/25

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N° Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	0	185200	22	211510	1.142	68.0	199841	0.16	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00188	-0.00348	80.0	0.00125	76.0	-0.01000	4.0

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	720	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	7385.28	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	720000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione(positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5270	≤	2
$\rho_1 =$	0.010257333	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3736		
$V_{Rd,c} =$	422.44	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	269.00	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglioprecompresso? **no**

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls(positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	720	mm	altezza utile
$z =$	648	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	282.6	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	716.63	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2119.82	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.442	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio