

## ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri Dott. Ing. F. Durastanti Dott. Ing. V. Truffini Dott. Arch. A. Bracchini Dott. Ing. L. Nani	Dott. Ing. M. Abram Dott. Ing. F. Pambianco Dott. Ing. M. Briganti Botta Dott. Ing. L. Gagliardini Dott. Geol. G. Cerquiglini
---	--	---

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci Dott. Ing. A. Signorelli Dott. Ing. E. Moscatelli Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Lucibello Dott. Arch. G. Guastella Dott. Geol. M. Leonardi Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi Dott. Ing. M. Panfili Dott. Arch. P. Ghirelli Dott. Ing. D. Pelle	Dott. Ing. L. Ragnacci Dott. Arch. A. Strati Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Carlacchini Dott. Ing. S. Sacconi Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. F. Aloe Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. V. Rotisciani Dott. Ing. G. Pulli Dott. Ing. F. Macchioni	Dott. Ing. G. Verini Supplizi Dott. Ing. V. Piunno Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



## SOTTOVIA SOTTOPASSO FERROVIARIO Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04ST07STRRE01B				
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04ST07STRRE01			B	-
B	Revisione a seguito istruttoria Anas		Set 2021	M. Botta	F. Durastanti	N. Granieri	
A	Emissione		Giu 2021	M. Botta	F. Durastanti	N. Granieri	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

**INDICE**

<b>1</b>	<b>GENERALITÀ .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI .....</b>	<b>6</b>
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	6
2.3	SOFTWARE UTILIZZATI .....	6
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
3.1	CALCESTRUZZO .....	8
3.1.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	8
3.1.2	CALCESTRUZZO PER VASCA DI VARO E MURO REGGIPINTA.....	8
3.1.3	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE .....	8
3.2	ACCIAIO.....	9
<b>4</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....</b>	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>12</b>
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (DEAD).....	12
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (PERM).....	12
6.3	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (SPTSDX/SPTSSX).....	12
6.4	AZIONI VARIABILI STRADALI .....	12
6.5	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (LM71/SW2) .....	13
6.6	SPINTA SULLE PARETI DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE (SPACCDX,SPACCSX) .....	16
6.7	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q2) .....	16
6.8	VARIAZIONI TERMICHE (E3).....	17
6.9	AZIONE SISMICA .....	17
6.9.1	Azione sismica.....	17

6.9.2	Incremento di spinta sismica del terreno .....	20
6.9.3	Forze di inerzia della struttura e del terreno .....	21
<b>7</b>	<b>SCHEMA STRUTTURALE.....</b>	<b>23</b>
7.1	MODELLO DI CALCOLO E ANALISI .....	23
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	26
<b>8</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI STRUTTURA SCATOLARE.....</b>	<b>32</b>
8.1	GENERALITÀ .....	32
8.1.1	Copriferro.....	32
8.1.2	Verifiche a SLU .....	32
8.1.3	Verifiche a SLE.....	34
8.2	VERIFICA SOLETTA DI COPERTURA.....	36
8.3	VERIFICA PIEDRITTI .....	40
8.4	VERIFICA SOLETTA DI FONDO .....	45
8.5	VERIFICHE DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO.....	50
8.6	VERIFICA DEI MURETTI PARABALLAST .....	51
<b>9</b>	<b>VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE.....</b>	<b>56</b>
9.1	VERIFICA SECONDO APPROCCIO 1 A1-M1-R1 .....	58
9.2	VERIFICA SECONDO APPROCCIO 1 A2-M2-R2 .....	63
<b>10</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI MURI A U .....</b>	<b>68</b>
10.1	VERIFICA PIEDRITTI .....	68
10.2	VERIFICA SOLETTA DI FONDO .....	73

## 1 GENERALITÀ

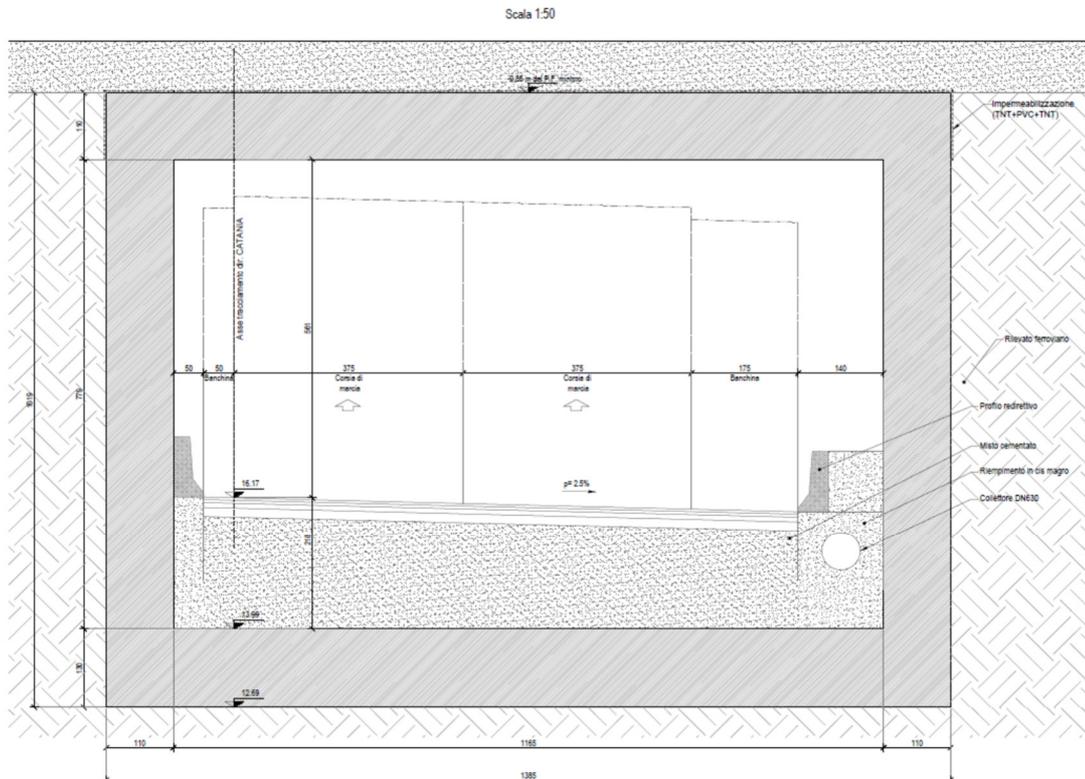
La presente relazione è relativa alla descrizione e alla verifica degli elementi strutturali che compongono l'attraversamento ferroviario relativamente alla progettazione esecutiva dei lavori di riqualificazione dell'itinerario Ragusa – Catania lotto n°4, mediante l'adeguamento a quattro corsie della SS 514 "di Chiaromonte" e della SS 194 "Ragusana".

L'intervento è previsto in corrispondenza del tratto in cui la linea ferroviaria esistente SR-CT interferisce con l'asse stradale di progetto ed in particolare alla pk 15+553.7 per l'asse destro. L'altezza attuale del rilevato ferroviario rispetto al piano campagna è di circa 9.50m.

I manufatti, interamente in calcestruzzo armato gettato in opera, presentano dimensioni interne pari a 7.79x11.65m per lo scatolare direzione Catania e 7.68x11.65m per lo scatolare direzione Ragusa; la sezione trasversale è costituita da un solettone di base dello spessore di 1.30 m, due piedritti di spessore di 1.10 m ed una soletta di copertura di spessore pari a 1.10 m. L'asse del monolite forma con l'asse binario un angolo pari a 85° pertanto in accordo con quanto riportato al par. 3.8.1.2.1.8 del MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI PARTE II - SEZIONE 3 CORPO STRADALE RFI DTC SI CS MA IFS 001 E, essendo tale angolo maggiore di 75° in condizione di ricoprimento inferiore ad 1.0 m non si ritiene necessario dover eseguire dei ringrossi sui piedritti per garantire la corretta transizione tra rilevato ed opera d'arte.

Nella figura seguente si riporta la sezione tipo del sottopasso ferroviario.

Figura 1.1: Sezione tipo del sottopasso ferroviario (asse sinistro).



La soluzione di cui alla presente relazione prevede la realizzazione di due scatolari in c.a. realizzati fuori opera e successivamente varati con il sistema a spinta mediante martinetti idraulici posti in forza su di un muro di contrasto.

Al fine di sostenere le rotaie e consentire il transito dei convogli ferroviari, durante tutte le fasi costruttive, si ipotizza di impiegare il sistema tipo Essen, approvato da RFI.

Il piano di appoggio per la realizzazione del monolite e per la sua successiva spinta è costituito da una platea in c.a., alla cui estremità è prevista la realizzazione di un muro di contrasto per la spinta. Al fine di ridurre l'attrito tra monolite e vasca di varo durante le fasi di spinta, è stata prevista, in corrispondenza dell'estradosso di quest'ultima, la posa di uno strato di scorrimento, realizzato mediante l'accoppiamento di due fogli di tessuto non tessuto di peso pari a 200 g/mq e due teli di polietilene cerato di peso 500 g/mq.

Per permettere l'infissione della struttura al disotto della massiciata ferroviaria, è stata prevista la realizzazione di un rostro, con le due pareti verticali sagomate con un angolo di 45° rispetto alla verticale. A spinta ultimata il rostro verrà parzialmente demolito e sostituito dal getto dei muri d'ala.

Nella figure seguenti si riportano il profilo di uno dei due scatolari e lo stralcio planimetrico.

Figura 1.2: Profilo longitudinale dell'opera – asse direzione Catania.

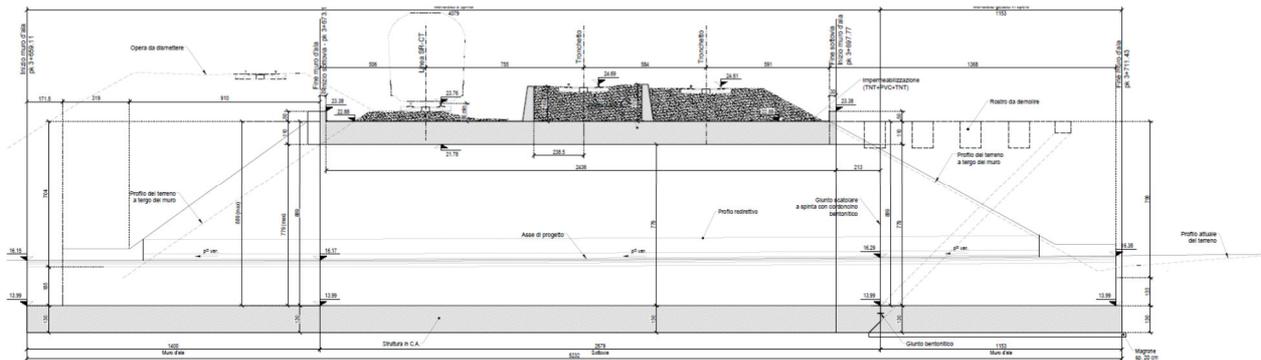
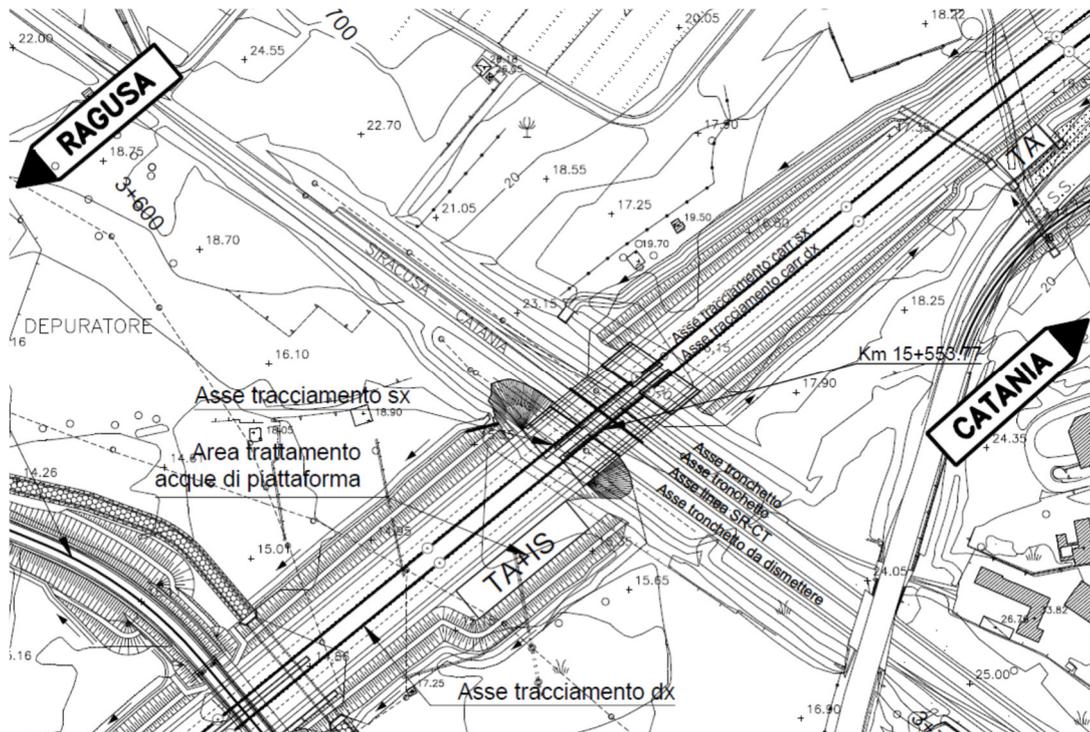


Figura 1.3: Stralcio planimetrico con individuazione dell'opera.

**RELAZIONE DI CALCOLO**



Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata determinate dall'interazione terreno – struttura con l'aggiunta delle azioni sismiche derivanti dall'applicazione della Normativa D.M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche eseguite nel presente elaborato fanno riferimento allo stesso D.M. del 2008.

## 2 **NORMATIVA E RIFERIMENTI**

### 2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;

UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;

UNI EN 1997-1:2005: "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

UNI 11104:2004 Marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;

Model Code 1990, CEB-FIP.

“Istruzione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A);

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

### 2.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

Per il progetto dell’opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

Relazione geotecnica;

Profili geotecnici;

Elaborati grafici.

### 2.3 **SOFTWARE UTILIZZATI**

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

L’analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo	SAP2000
Versione	23.0.0 advanced
Distributore	CSI Italia

#### 2.3.1.1 **Tipo di analisi svolta**

L’analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l’ausilio di un codice di calcolo automatico. La struttura viene discretizzata in elementi finiti con aste (frames).

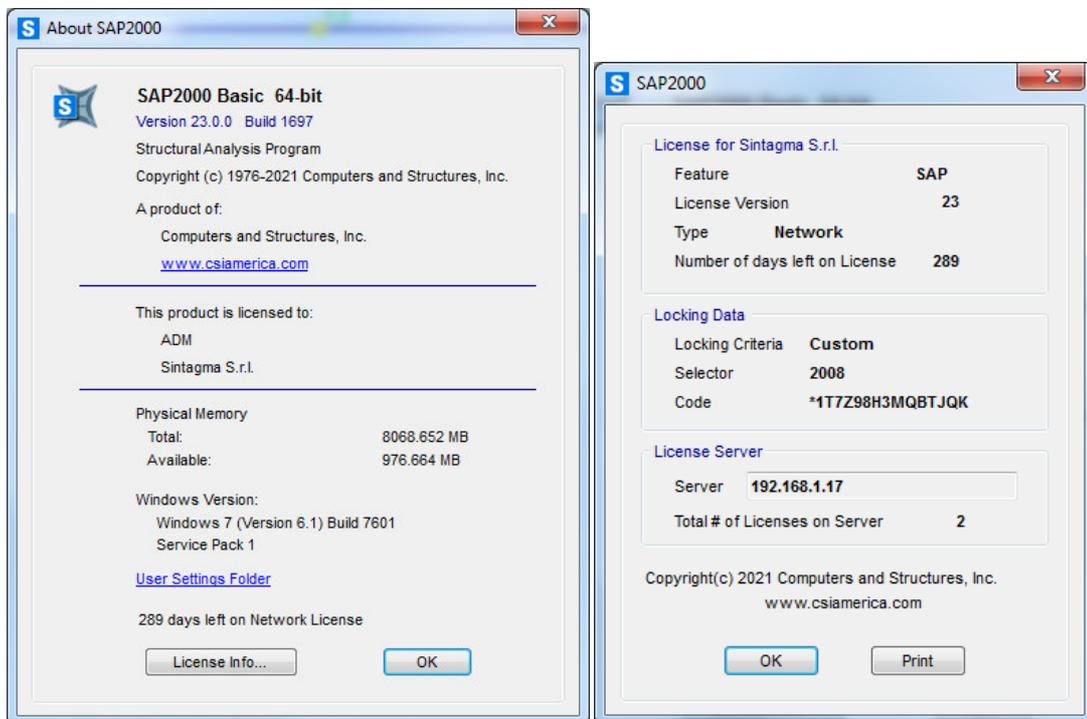
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### 2.3.1.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

Come detto, per la risoluzione del modello di calcolo si è fatto uso del programma di calcolo SAP2000 NL

Di seguito si riporta una schermata con tutte le informazioni del programma, del produttore e della licenza d'uso:



**IL PRODUTTORE FORNISCE IDONEA DOCUMENTAZIONE UTILE AL CORRETTO USO DEL PROGRAMMA. SUL SITO DEL PRODUTTORE E' INOLTRE POSSIBILE SCARICARE LA NECESSARIA DOCUMENTAZIONE UTILE ALLA VALIDAZIONE DEL PROGRAMMA.**

### 2.3.1.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti:

#### 3.1 CALCESTRUZZO

##### 3.1.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Classe di resistenza:	C12/15
Resistenza a compressione cubica caratteristica:	$R_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$

##### 3.1.2 CALCESTRUZZO PER VASCA DI VARO E MURO REGGISPINTA

Classe di resistenza:	C28/35
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 16.43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media:	$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E = 32588 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	XA2
Copriferro:	65 mm

##### 3.1.3 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Classe di resistenza:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 40.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media:	$f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E = 33643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	XA2
Copriferro:	65 mm

### 3.2 ACCIAIO

Tipo:	B450C
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

## 4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, con il tipo 2, come "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale  $\geq 50$  anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia Elettrica".

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni,}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno per lo SLV pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni.}$$

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati alle verifiche in esame si è fatto riferimento ai risultati forniti dai sondaggi della campagna del 2021 e riportati sia nei profili geotecnici che nella relazione geotecnica.

Il sottopasso presenta come strato di fondazione argilla con limo deb. sabbiosa (a\_fine) della formazione "a" (*Alluvioni fluviali e fondi palustri*) secondo quanto riportato nel profilo geotecnico.

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, sono stati definiti i seguenti parametri geotecnici per il calcolo:

### LAS (Argilla con limo deb. sabbiosa)

peso dell'unità di volume	$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$
coesione	$c' = 10 \text{ kPa}$
angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 25^\circ$
modulo di Young	$E = 10.0-15.0 \text{ MPa}$

$$k_{\text{winkler}} = 3.0 \text{ kg/cm}^3$$

### Terreno di rilevato esistente

peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 34^\circ$

Dalle indagini condotte è stata rilevata la presenza della falda a circa -4.70 m dalla quota del boccaforo.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

I carichi utilizzati per il calcolo delle membrature strutturali sono specificati nel seguito. Le azioni derivanti dai carichi mobili sono assunti assimilando lo scatolare ad un ponte ferroviario, nel quale gli stessi carichi mobili ammessi al transito sono presi con il loro valore intero.

Nella distribuzione dei carichi si tiene conto del fatto che lo scatolare ferroviario forma un angolo di circa 86° con l'asse stradale.

### 6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (DEAD)

Il peso proprio delle membrature strutturali viene valutato assumendo per il calcestruzzo armato un peso specifico pari a 25 kN/m<sup>3</sup>; il peso di ciascuna membratura strutturale viene determinato direttamente dal programma come prodotto tra il peso specifico e la dimensione dell'elemento stesso.

### 6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (PERM)

Si considera che al di sopra della soletta superiore sia presente:

uno spessore di 0.85 m di massiciata, armamento ed impermeabilizzazione, il cui peso per unità di volume è assunto pari a  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ :  $0.85 \times 20 = 17.00 \text{ kN/m}^2$ .

### 6.3 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (SPTSDX/SPTSSX)

Essendo una struttura chiusa il regime di spinta del terreno è a riposo. Il manufatto è soggetto a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno si trovi molto lontano da condizioni di equilibrio limite, sia in condizioni statiche sia durante il sisma.

La spinta esercitata dal terreno di rilevato sui setti verticali è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_0,$$

$k_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$k_0 = 1 - \tan \varphi' / \tan \varphi,$$

dove  $\varphi'$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni.

Nel caso in esame nel calcolo delle spinte sono stati utilizzati i parametri del rilevato stradale:

angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 34^\circ$

coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 0.44$

### 6.4 AZIONI VARIABILI STRADALI

Il carico stradale è caratterizzato per ciascuna carreggiata da due corsie di carico costituite da carichi concentrati ed uniformemente distribuiti (si veda il §5.1.3.3 NTC08). Tali carichi agiscono sulla soletta di fondo della struttura scatolare del monolite dove generano sollecitazioni di segno opposto rispetto ai carichi trasmessi dal resto della struttura. Pertanto i carichi stradali sono trascurati per le verifiche strutturali della struttura scatolare.

Gli assi stradali sono in asse con le canne del sottovia pertanto si considerano eventuali azioni indotte da urto del veicolo (si veda il §3.6.3.3.1 NTC08) in direzione ortogonale.

Il carico ortogonale al piedritto risulterebbe pari a:

$$F_{dy} = 0.5 * F_{dx} = 500 \text{ kN trattandosi di autostrada}$$

Tale carico è applicato a 1.25 m rispetto alla superficie di marcia

## 6.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (LM71/SW2)

L'azione variabile da traffico ferroviario per la verifica globale del manufatto è definita secondo lo schema di carico 1 del DM 2008 e delle Istruzioni Ferroviarie.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (treno di carico LM 71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (treno di carico SW/2).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento  $\alpha$ , in ragione della tipologia dell'infrastruttura. Per la struttura in esame si considera la categoria A, e i relativi coefficienti di adattamento sono riportati in tabella seguente.

Tabella 6.1: Coefficienti di adattamento per ponti di categoria A.

modello di carico	$\alpha$
LM 71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Le tensioni e le deformazioni determinate sulle strutture dall'applicazione statica dei treni di carico devono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Ai sensi del paragrafo §2.5.1.4.2.4 del MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI PARTE II - SEZIONE 2 PONTI E STRUTTURE RFI DTC SI PS MA IFS 001 D si valutano i requisiti per determinare se è richiesta una analisi statica o dinamica secondo le indicazioni contenute nel citato paragrafo ed il diagramma di flusso indicato in Fig. 2.5.1.4.2.4-1

Essendo  $n_0$  la prima frequenza flessionale pari a 8.56 Hz ed essendo riportati di seguito i limiti superiore ed inferiore del fuso, si dimostra che essendo la frequenza contenuta nei limiti non è necessario eseguire un'analisi dinamica.

$$L = 12.75 \text{ m}$$

$$n_0 = 8.56 \text{ Hz}$$

luce campata in semplice appoggio - per ponti continui pari a  $L\Phi$

prima frequenza naturale flessionale solo con azioni permanenti

Limite superiore di  $n_0$

$$n_{0\_sup} = 94.76 * L^{(-0.748)} = 14.12 \text{ Hz}$$

Limite inferiore di  $n_0$

$$n_{0\_inf} = 80/L = 6.27 \text{ Hz}$$

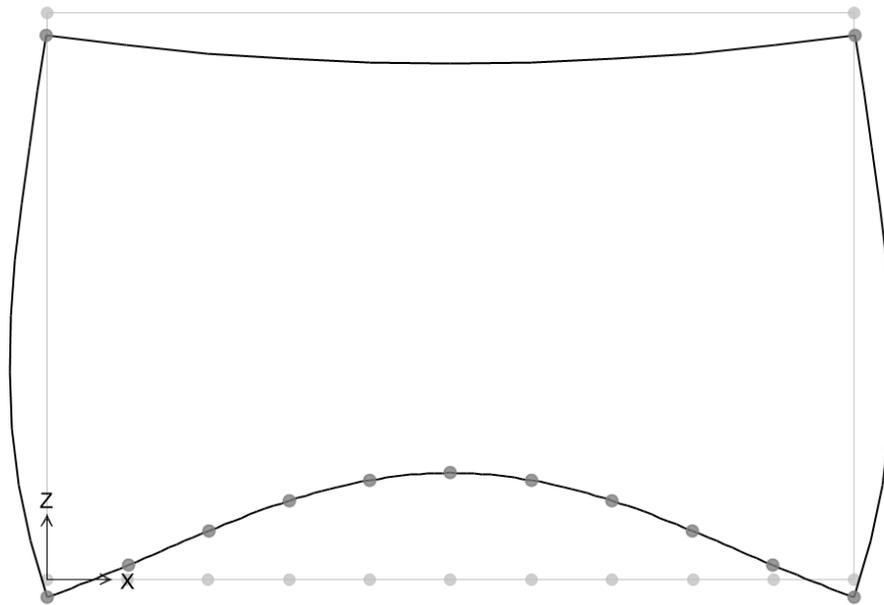


Figura 4 – Deformata modale: primo modo flessionale .

Il coefficiente dinamico  $\Phi$  tiene conto delle amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura; esso assume il valore  $\Phi_2$  o  $\Phi_3$  in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, per linee con ridotto standard manutentivo si ha:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73, \text{ con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00,$$

nella quale:

$L_\phi$  rappresenta la lunghezza caratteristica in metri.

La lunghezza caratteristica è determinata, per strutture scatolari, con la seguente relazione:

$$L_\phi = k \cdot L_m, \text{ con } L_m = \frac{1}{n} \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n),$$

nella quale:

$k$  è un coefficiente che dipende da  $n$ ;

$n$  è il numero di luci.

Le strutture scatolari a luce singola sono da considerarsi come trave continua a tre luci, trascurando la presenza della soletta inferiore, considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso e utilizzando un coefficiente riduttivo pari a 0.90. Pertanto risulta:

$$L_m = \frac{1}{3} \cdot (L_1 + L_2 + L_3) = \frac{1}{3} \cdot (12.80 + 8.99 \cdot 2) = 10.26 \text{ m},$$

$$L_\Phi = k \cdot L_m = 1.3 \cdot 10.26 = 13.34 \text{ m},$$

$$\Phi_3 = 0.9 \cdot \left( \frac{2.16}{\sqrt{13.34 - 0.2}} + 0.73 \right) = 1.22$$

Il treno di carico LM 71 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

4 assi  $Q_{vk}$  da 250 kN ciascuno, disposti ad interasse di 1.60 m;

carico distribuito  $q_{vk}$  di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento "s", per tenere conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità, calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse, viene assunta pari a:

$$Q_{v2}/Q_{v1} = 1.25,$$

essendo  $Q_{v1}$  e  $Q_{v2}$  i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse.

Ai fini delle seguenti analisi il treno di carico LM 71 è schematizzato attraverso un carico equivalente distribuito pari a:

$$q_{LM\ 71}, Q_{vk}^* = 250 \times 4 / 6.40 = 156.25 \text{ kN/m}.$$

Ai fini delle verifiche, i carichi assiali possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale e nel senso trasversale. Attraverso il ballast la diffusione si ammette che avvenga con pendenza 4:1, mentre negli altri strati con pendenza 1:1 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. Pertanto la base di calcolo risulta pari a:

$$b = 3.73 \text{ m}.$$

Considerando il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.1$ , il coefficiente di incremento dinamico  $\Phi = 1.22$  e la base di calcolo pari a 3.73 m risulta:

$$q_{LM\ 71}, Q_{vk} = \alpha \times \Phi_3 q_{LM\ 71}, Q_{vk}^*/b = 1.1 \times 1.22 \times 156.25/3.73 = 56.22 \text{ kN/m};$$

$$q_{LM\ 71}, q_{vk} = \alpha \times \Phi_3 q_{LM\ 71}, q_{vk}^*/b = 1.1 \times 1.22 \times 80/3.73 = 29.49 \text{ kN/m}.$$

I carichi assiali del treno LM 71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezzzeria della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata e in adiacenza al piedritto per cogliere il valore del massimo taglio.

Il treno di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e risulta costituito da:

carico distribuito  $q_{vk}$  di 150 kN/m su due aree di impronta di larghezza 25 m e distanziate di 7 m; dal momento che la luce dello scatolare risulta pari a 11.65 m, si considera il carico di 150 kN/m posto indefinito a partire dal filo del piedritto dx verso sx.

Ai fini delle verifiche, i carichi possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale e nel senso trasversale. Attraverso il ballast la diffusione si ammette che avvenga con pendenza 4:1, mentre negli altri strati con pendenza 1:1 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. Pertanto, considerando la lunghezza della traversa pari a 2.40 m, lo spessore del ballast al di sotto della traversa di 0.52 m, la soletta di 1.10 m, la base di calcolo risulta pari a:

$$b = 2.40 + 2 \times (0.52/4 + 1.10/2) = 3.76 \text{ m.}$$

Considerando il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.0$ , il coefficiente di incremento dinamico  $\Phi = 1.22$  e la base di calcolo pari a 3.73 m risulta:

$$q_{LSW/2}, Q_{vk} = \alpha \times \Phi_3 SW/2, Q_{vk}^*/b = 1.0 \times 1.22 \times 150/3.73 = 49.13 \text{ kN/m.}$$

Ai fini della determinazione della massa associata all'azione sismica, verrà preso in esame una aliquota del carico da traffico ferroviario pari a 0.20.

## 6.6 SPINTA SULLE PARETI DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE (SPACCDX, SPACCSX)

La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula  $P=q \times K_0$

Il sovraccarico laterale indotto dal passaggio del treno è dato dal carico distribuito più gravoso (SW2) ripartito a su una larghezza pari a  $L_{rip}=3.73$  m.

La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula  $P=q \times K_0$  in cui  $q=150$  kN/m è il sovraccarico ferroviario

$$\text{Pressione} = 17.75 \text{ kN/m}^2$$

## 6.7 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q2)

La forza di frenatura o di avviamento agisce sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso; detta forza è da considerarsi uniformemente distribuita sulla lunghezza della sezione trasversale.

Occorre considerare che il carico agisce sulla base collaborante già determinata nel paragrafo precedente (pari a 3.73 m).

La forza di avviamento è calcolata, per modello di carico LM 71 e SW/2 con la relazione:

$$Q_{la,k} = 33 \times L = 33 \times (12.80 + 1.10) = 458.7 \text{ kN;}$$

$$q_{la,k} = (458.7/3.73)/(12.80+1.10) = 8.85 \text{ kN/m.}$$

La forza di frenatura è calcolata per modello di carico LM71:

$$Q_{lb,k} = 20 \times L = 20 \times 13.90 = 278.00 \text{ kN.}$$

$$q_{lb,k} = (278.00/3.73)/13.90 = 5.36 \text{ kN/m.}$$

La forza di frenatura è calcolata per modello di carico SW/2:

$$Q_{lb,k} = 35 \times L = 35 \times 13.90 = 486.5 \text{ kN.}$$

$$q_{lb,k} = (486.50/3.73)/13.90 = 9.38 \text{ kN/m.}$$

## 6.8 VARIAZIONI TERMICHE (E3)

Si applica la variazione uniforme della temperatura di  $\pm 15^\circ$  alle membrature in cls adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$  ed una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.00^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore.

## 6.9 AZIONE SISMICA

Il seguente paragrafo descrive l'azione sismica considerata per il dimensionamento degli elementi strutturali e geotecnici delle opere in oggetto. Vengono distinti i carichi applicati sui manufatti scatolari e quelli esercitati dal terrapieno a tergo dei muri.

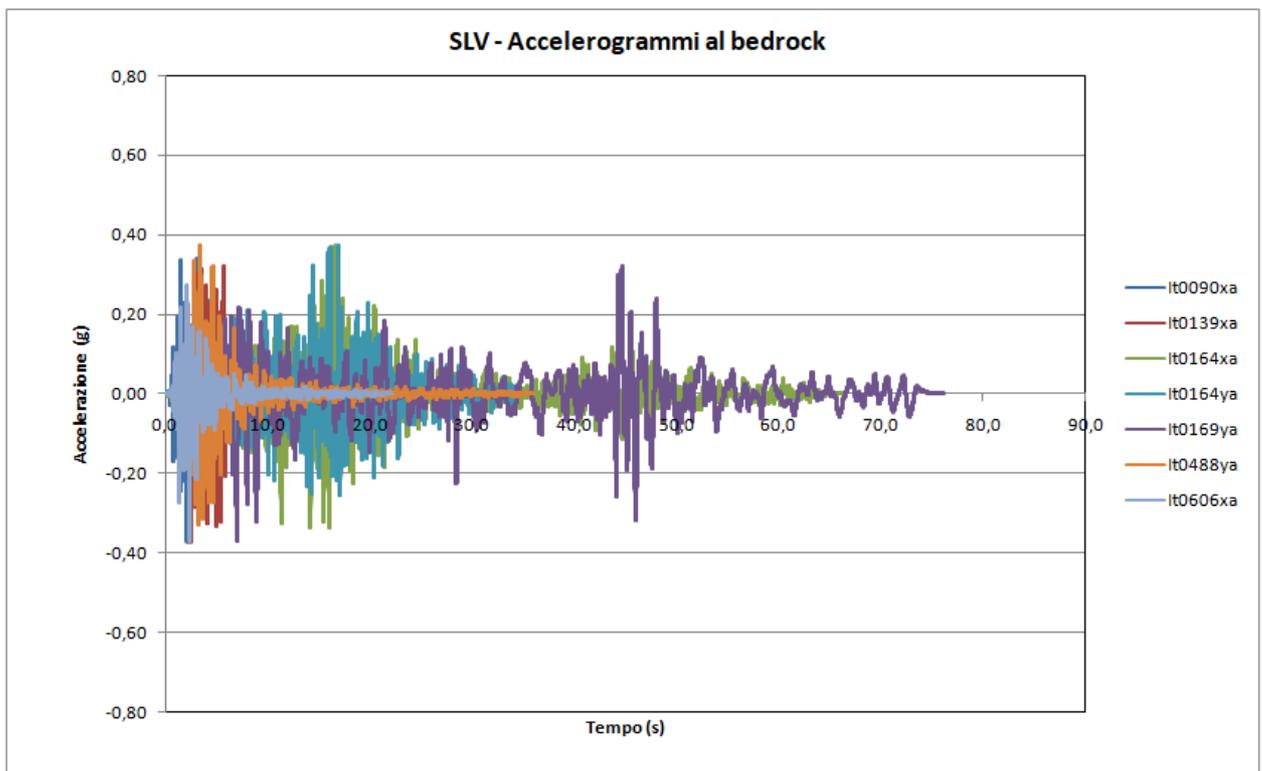
### 6.9.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima, in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti), è di 949 anni.

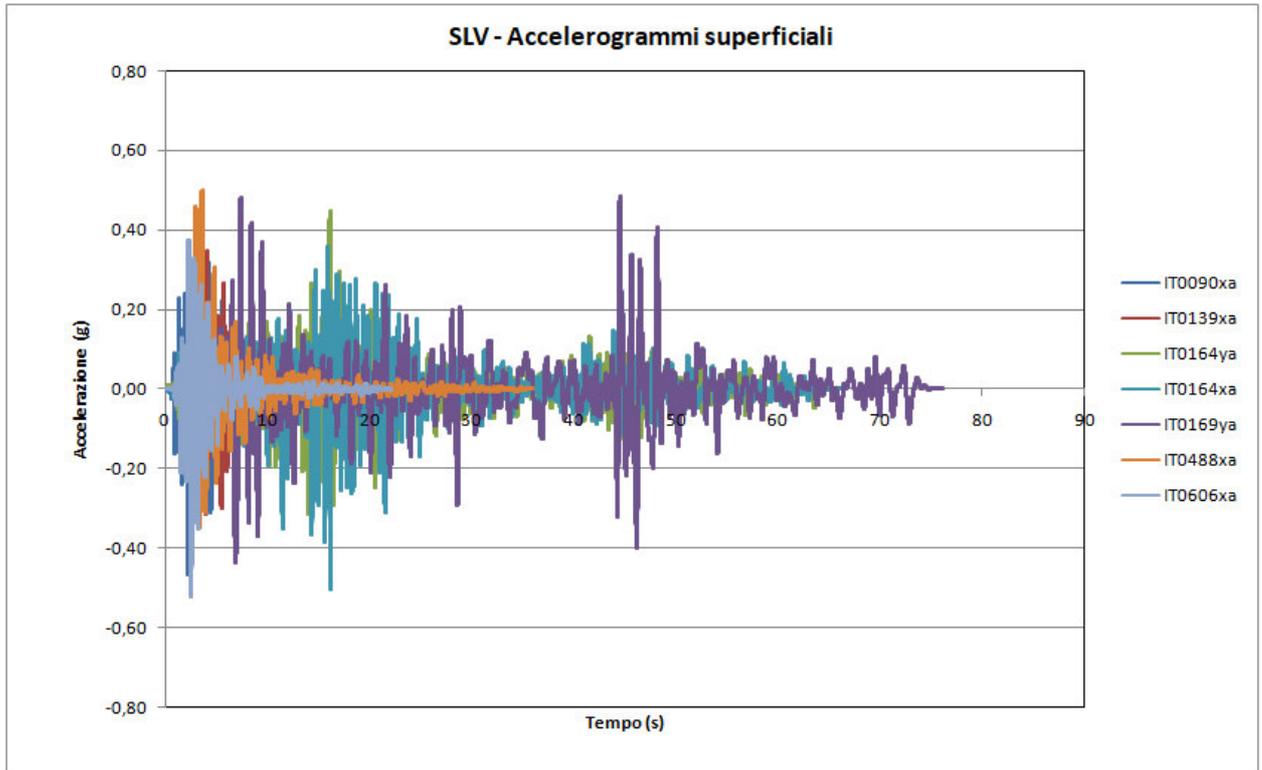
Essa, data la particolarità delle caratteristiche del sito, è definita attraverso l'analisi della risposta sismica locale: questa è stata condotta con accelerogrammi al bedrock aventi le seguenti caratteristiche:

- Categoria sottosuolo A;
- Cat. Topogr. T1;
- Classe uso: IV;
- $V_n = 50$  anni;

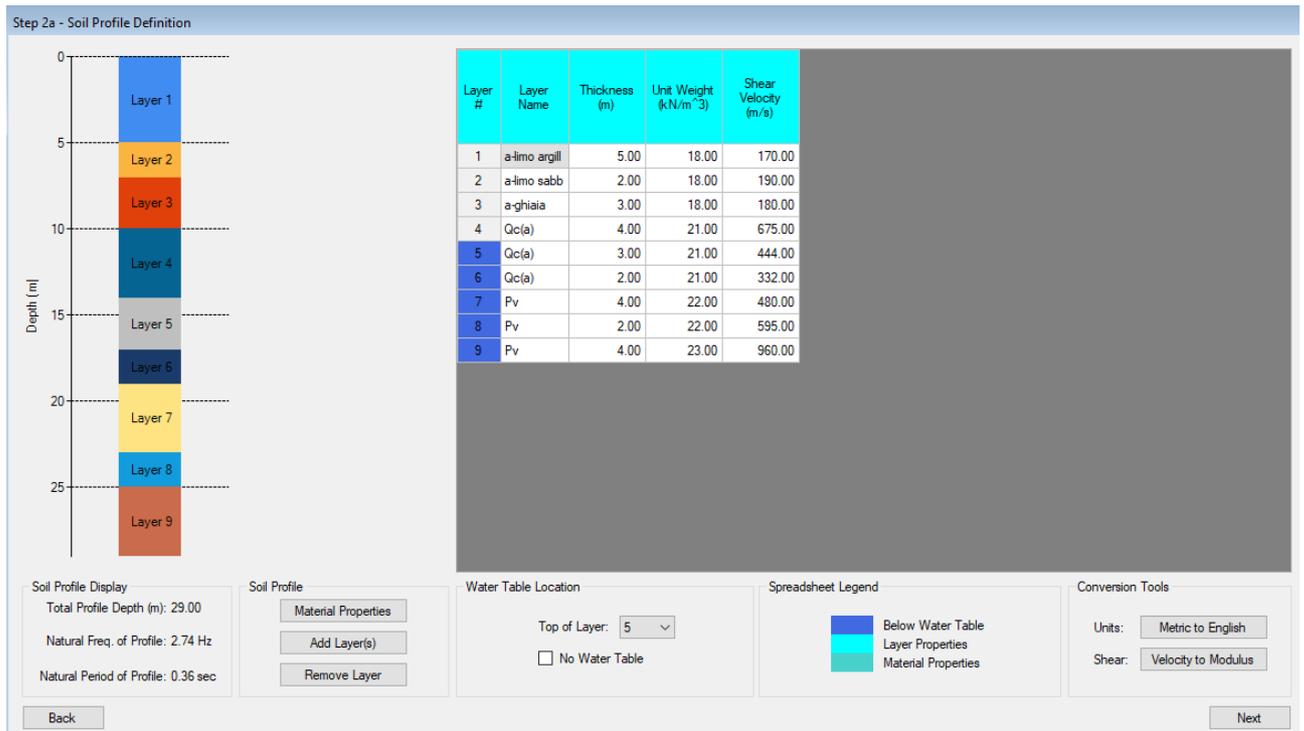
Il software utilizzato per generare gli spettri è Rexel 3.5, Database ITACA.



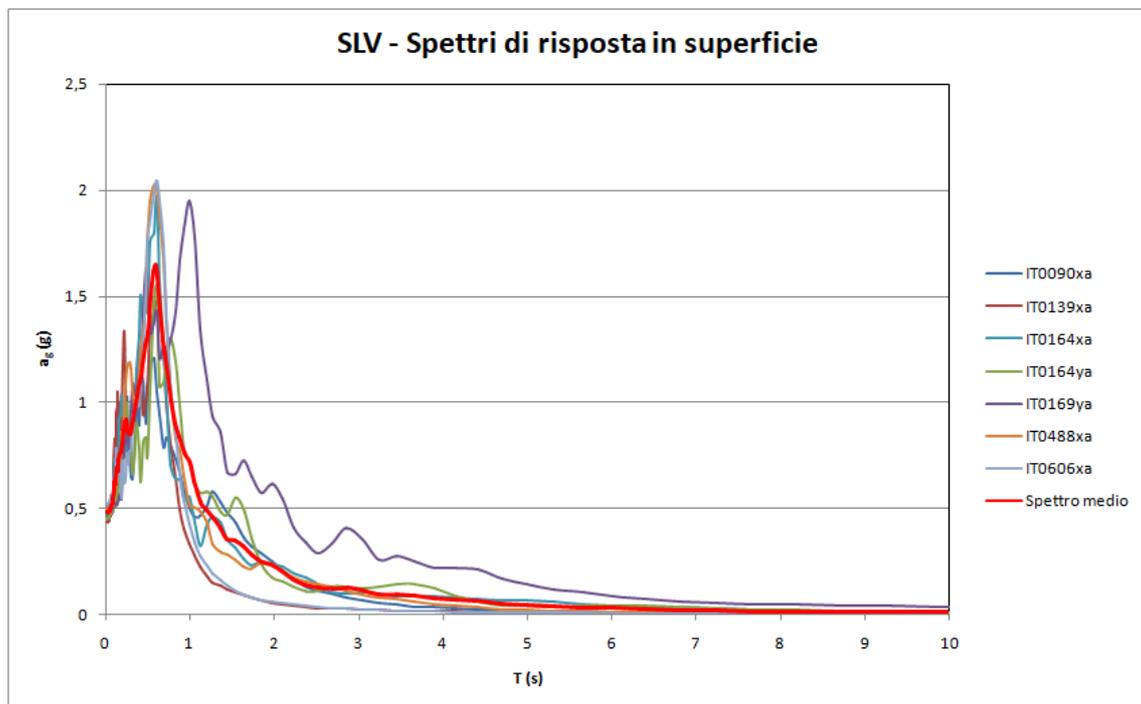
Negli accelerogrammi superficiali ottenuti dalla risposta sismica locale è possibile osservare un'amplificazione rispetto ai valori dell'accelerazione al bedrock riportati sopra:



Il modello ipotizzato nella analisi di RSL (Software DeepSoil 6.1) è stato generato sulla base delle indagini disponibili (analisi condotta considerando l'intera stratigrafia del sondaggio da p.c. di realizzazione sondaggio S218: ipotesi conservativa in quanto il substrato lateralmente si presenta a profondità leggermente maggiori nell'ambito dell'impronta dell'opera, come emerge dal profilo geotecnico). Il bedrock è posto alla profondità di 29 m (ipotizzato coincidente con la formazione delle vulcaniti basaltiche integre incontrate all'interno del sondaggio).



Si riportano di seguito gli spettri di risposta in superficie corrispondenti a tutti e sette gli accelerogrammi superficiali e lo spettro medio risultante:

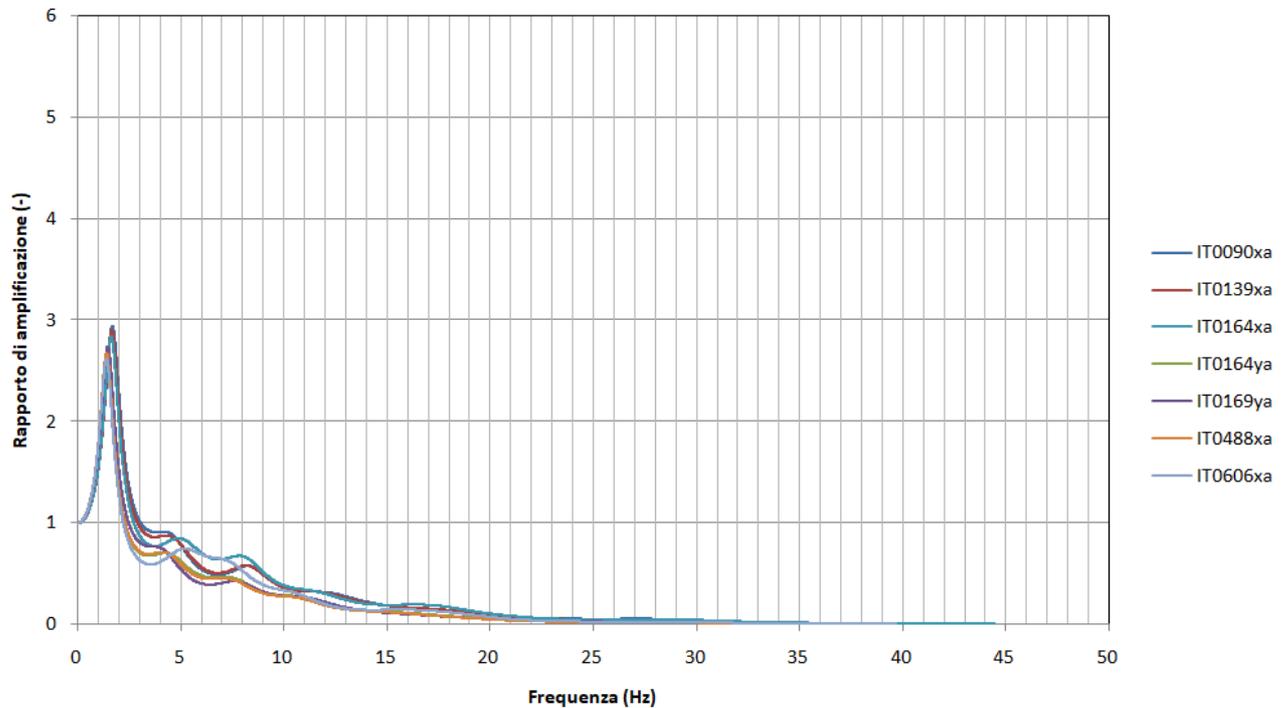


Considerando ai fini dei calcoli di progetto lo spettro medio fra i 7 esaminati, l'accelerazione massima (valore di ancoraggio dello spettro, per T(s) = 0) attesa in superficie risulta pari a:

$$a_{\max} = 0.48 \text{ g}$$

Si riporta di seguito la **Funzione di trasferimento** (rapporto di amplificazione tra le ampiezze degli spettri di Fourier in superficie rispetto a quelle al bedrock in funzione della frequenza). Il primo effetto di amplificazione si riscontra per un valore di frequenza pari a circa 1.6 Hz:

### SLV - Funzione di trasferimento



#### 6.9.2 Incremento di spinta sismica del terreno

Per manufatti come gli scatolari, le analisi in condizioni sismiche, possono essere eseguite mediante i metodi pseudostatici.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente ottenuta dal prodotto delle forze di gravità per i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g = 0.48;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.24,$$

dove:

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate in modo tale che non possa svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario ed il calcolo dell'incremento dinamico di spinta del terreno può essere effettuato con il metodo di Wood; tale metodo fornisce una sovraspinta sismica uniforme del terreno sulle pareti interrato calcolata come:

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot H^2,$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme:

$$\Delta p_d = k_h \cdot \gamma \cdot H,$$

con:

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno di rilevato che interessa il setto verticale;

H = altezza dello scatolare misurata dall'estradosso della soletta superiore all'intradosso della platea di base.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come sovraspinta sismica.

### 6.9.3 Forze di inerzia della struttura e del terreno

In condizioni sismiche l'opera è soggetta alle forze di inerzia, degli elementi strutturali e delle porzioni di terreno solidali con la struttura, calcolate come:

$$F_{hi} = k_h W \quad F_{vi} = k_v W$$

essendo W il peso dell'elemento o della porzione di terreno, mentre  $k_v$  e  $k_h$  sono i coefficienti di intensità sismica verticale ed orizzontali descritti nel precedente paragrafo. Tali forze sono applicate nel baricentro delle masse dell'elemento considerato.

$$F_{h \text{ soletta sup}} = k_h \cdot (P_{sol} + P_{arm} + Q_{LM71} \cdot 0.2) \cdot (L_{int} + s_{pPied}) = 0.48 \cdot (27.5 + 17 + 56.29 \cdot 0.2) \cdot (12.8 + 1.1)$$

$$F_{h \text{ soletta sup}} = k_h \cdot (P_{sol} + P_{arm} + Q_{LSW2} \cdot 0.2) \cdot (L_{int} + s_{pPied}) = 0.48 \cdot (27.5 + 17 + 49.13 \cdot 0.2) \cdot (12.8 + 1.1)$$

$$F_{h \text{ piedritti}} = k_h \cdot (P_{pied}) = 0.48 \cdot (25 \cdot 1.1)$$

$$F_{v \text{ soletta sup}} = k_v \cdot (P_{sol} + P_{arm} + Q_{LM71} \cdot 0.2) = 0.24 \cdot (27.5 + 17 + 56.29 \cdot 0.2)$$

$$F_{v \text{ soletta sup}} = k_v \cdot (P_{sol} + P_{arm} + Q_{LSW2} \cdot 0.2) = 0.24 \cdot (27.5 + 17 + 49.13 \cdot 0.2)$$

$$\Delta S_E = k_h \cdot \gamma_{terr} \cdot (H_{ini} + s_{olsup}/2 + s_{olinf}/2)^2 = 0.48 \cdot 20 \cdot (9.0 + 1.1/2 + 1.3/2)^2$$

AZIONE SISMICA SU STRUTTURA			
Coefficiente carichi mobili $\psi$	0.20		
Forza orizzontale su soletta sup. (KN/m)	372.09	considerando LM71	
Forza orizzontale su soletta sup. (KN/m)	362.53	considerando SW2	
Forza orizzontale su piedritti (KN/mq)	13.25		
Forza verticale su soletta sup. (KN/mq)	13.38	considerando LM71	
Forza verticale su soletta sup. (KN/mq)	13.04	considerando SW2	
AZIONE SISMICA SUL TERRENO			
Determinata secondo la teoria di Wood			
		SLV	
	$a_{max} =$	0.480	
Incremento spinta (kN/m)	$\Delta S_E =$	998.78	Applicato a metà altezza del paramento ed agente su uno solo dei piedritti

**RELAZIONE DI CALCOLO**

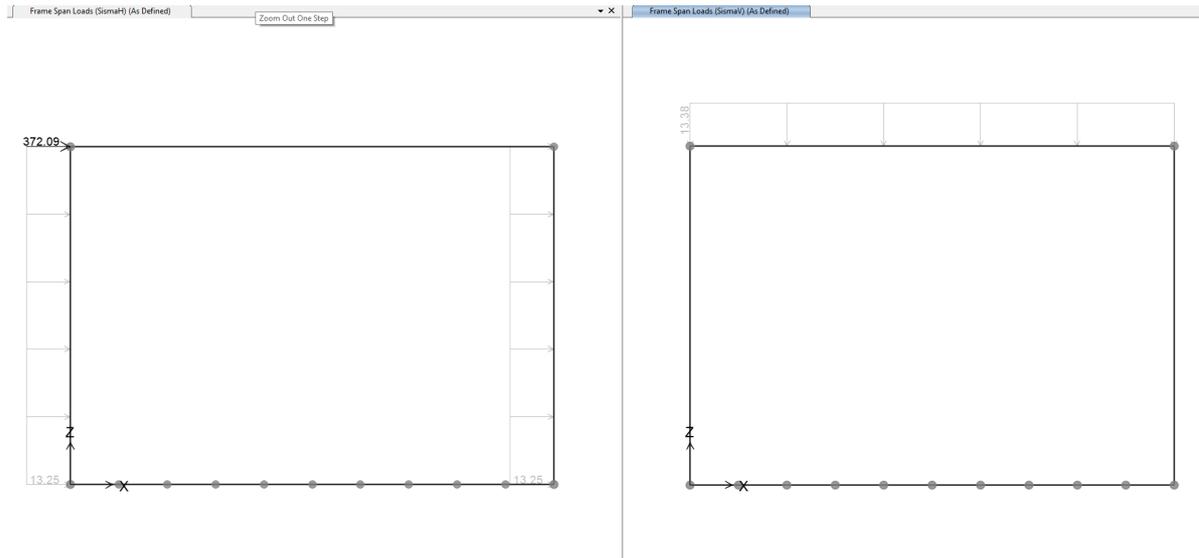


Figura 5 – Applicazione dei carichi sismici strutturali al modello di calcolo scatolare.

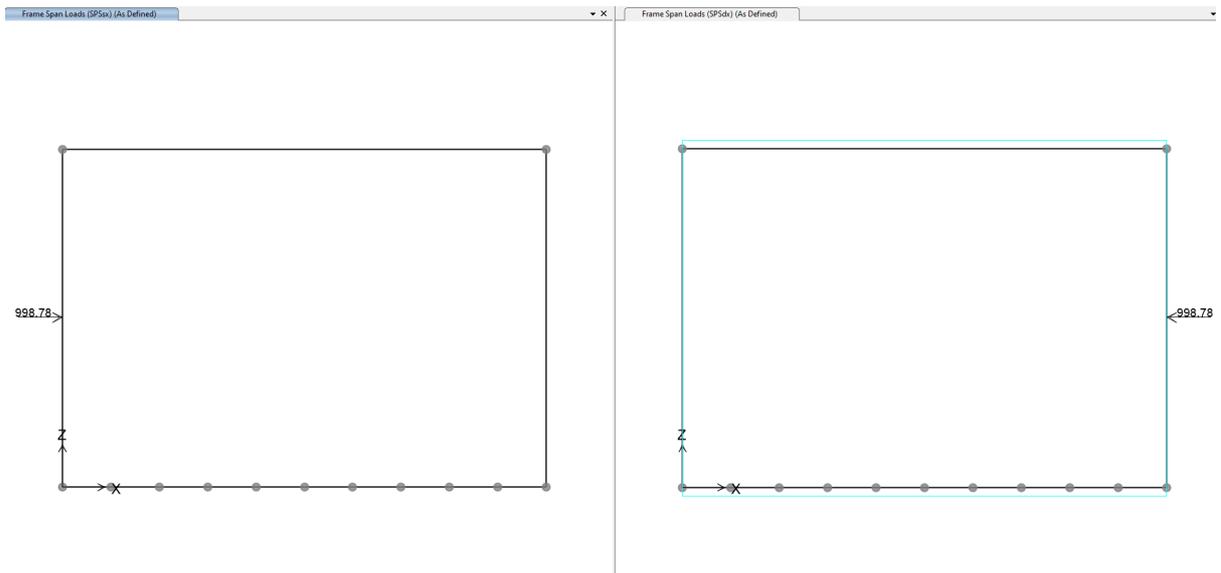


Figura 6 – Applicazione dei carichi sismici del terreno al modello di calcolo scatolare.

## 7 SCHEMA STRUTTURALE

L'analisi strutturale del manufatto in oggetto è condotta per le azioni statiche e sismiche illustrate nei paragrafi precedenti. Il seguente paragrafo descrive i metodi di analisi adottati, i codici di calcolo automatici per il calcolo e la verifica delle strutture ed il modello agli elementi finiti utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è fatta secondo le disposizioni di carico più gravose, avvalendosi di codici di calcolo per l'analisi strutturale.

### 7.1 MODELLO DI CALCOLO E ANALISI

Come modello di calcolo (si vedano le Figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico – lineare attraverso il programma di calcolo agli Elementi Finiti SAP2000 v.23.0.0 della Computers and Structures.

La mesh (si vedano le Figure seguenti) è composta da 13 beam elements e da 13 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e, pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

#### rigidezza molle

E (kN/m <sup>2</sup> )	10000	modulo di Young terreno di fondazione
b <sub>t</sub> (m)	12.75	dimensione trasversale dell'opera
b <sub>l</sub> (m)	1	dimensione longitudinale dell'opera
k <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	2437	costante di sottofondo (formulazione di Vogt)
k <sub>centrale</sub> (kN/m)	3107	rigidezza molle centrali
k <sub>spigolo</sub> (kN/m)	5788	rigidezza molle spigolo
k <sub>laterale</sub> (kN/m)	4661	rigidezza molle laterali

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno – struttura.

Considerando un numero fisso e pari ad 11 di molle elastiche, la caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$k_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{b_t^2 \cdot b_l}} \text{ dove:}$$

k<sub>s</sub> = costante di sottofondo [F/L<sup>3</sup>]

b<sub>t</sub> = dimensione trasversale dell'opera

b<sub>l</sub> = dimensione longitudinale dell'opera

E = modulo di Young del terreno di fondazione

Nella presente relazione si adotta un modulo di reazione verticale

$$k_s = 2437 \text{ kN/m}^3$$

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$k_{\text{centrale}} = k_s \cdot (L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2)/10$$

$$K_4, \dots, K_8 = 3107 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_1 = K_{11} = 2 \cdot k_s \cdot [(L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2)/10/2 + (L_p/2)] = 5788 \text{ kN/m}$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 2, 3, 9, 10 come da letteratura si assumono:

$$K_2 = K_3 = K_9 = K_{10} = 1.5 \cdot k_{\text{centrale}} = 4661 \text{ kN/m}$$

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

- una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 1.10$  m per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 1.30$  m per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 1.10$  m per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$$E_{\text{cm}} = 22000 \cdot [f_{\text{cm}}/10]^{0.3} = 33642.8 \text{ N/mm}^2 - \text{ modulo elastico del calcestruzzo } (R_{\text{ck}} = 40 \text{ N/mm}^2)$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure di seguito.

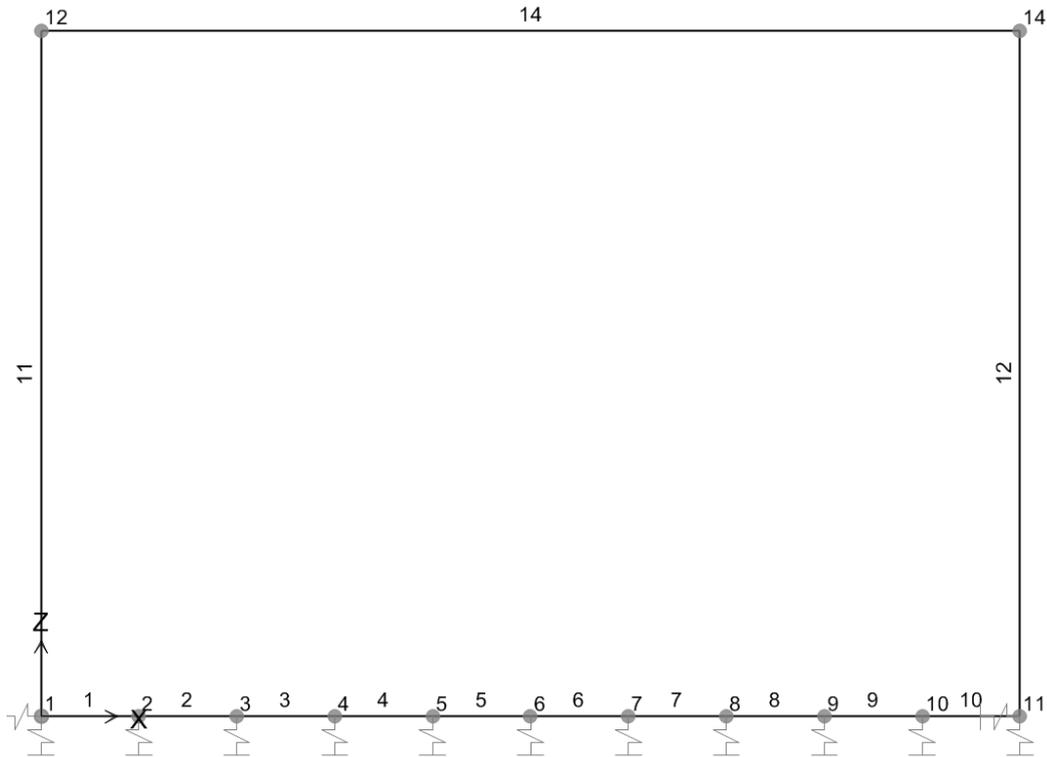


Figura 7 – Numerazione dei nodi e delle aste modello scatolare.

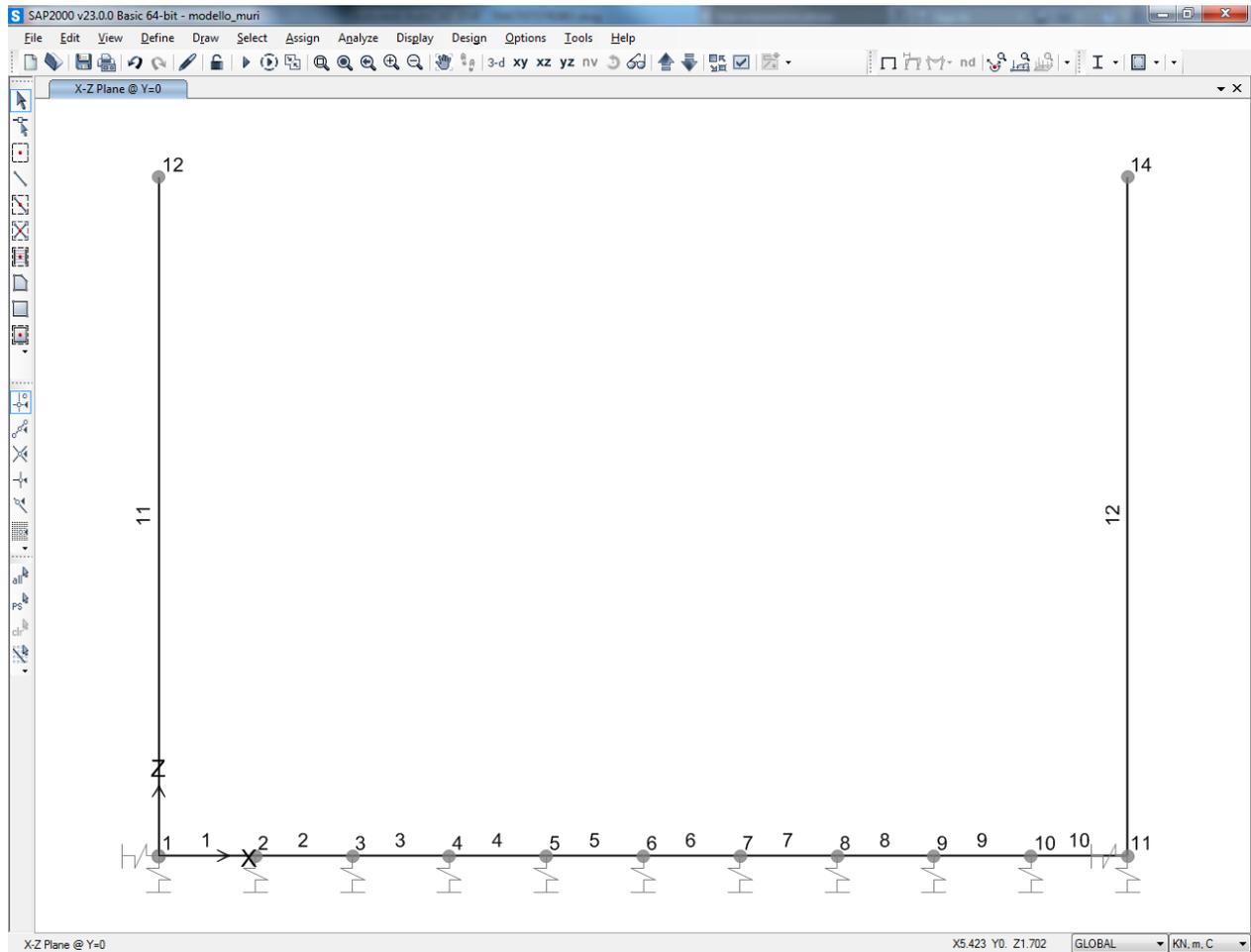


Figura 8 – Numerazione dei nodi e delle aste modello muri a U.

## 7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. 14/01/2008.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

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

combinazione rara (SLE irreversibile):

RELAZIONE DI CALCOLO

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

combinazione frequente (SLE reversibile):

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

combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

combinazione eccezionale (si considera l'azione da urto):

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

Per quanto riguarda i carichi mobili, sezione per sezione, sono considerati i massimi ed i minimi del momento flettente con i valori del taglio concomitante ed i tagli massimi e minimi con i concomitanti momenti flettenti, al fine di determinare la condizione di verifica più gravosa.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali per le azioni e coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni.

Tabella 7.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni.

carichi	effetto	coefficiente parziale	A1	A2	Sisma
Permanenti	favorevole	$\gamma_{G1}$	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.35	1.00	1.00
Permanenti non strutturali*	favorevole	$\gamma_{G2}$	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00
Ballast	favorevole	$\gamma_B$	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00
Variabili da traffico	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.45	1.25	0.20
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	0.00

\*Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Ai fini delle verifiche geotecniche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) e per le resistenze (R1 e R2).

La tabella seguente riassume i coefficienti parziali per i parametri geotecnici.

Tabella 7.2: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici.

RELAZIONE DI CALCOLO

parametro		coefficiente e parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_u$	$\gamma_{c_u}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

I coefficienti parziali per le resistenze sono definiti dalla normativa per ogni tipologia di fondazione e sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 7.3: Coefficienti parziali di  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite.

Verifica	coefficiente parziale (R1)	coefficiente parziale (R2)
Capacità portante	1.00	1.00
Scorrimento	1.00	1.00

Secondo quanto stabilito nelle NTC 2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dimensionate sia nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio), sia nei confronti degli Stati Limite Ultimi (capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, che possano compromettere l'incolumità delle persone, ovvero mettere fuori servizio l'opera).

Alla luce di quanto riportato al § 6.5.3.1.1 NTC 2008, le verifiche allo SLU sono state effettuate secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando la combinazione 1 (A1+M1+R1).

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	CaseName	ScaleFactor	ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Text	Text	Unitless
SLU1	DEAD	1.35	SLU8	DEAD	1
	PERM	1.5		PERM	1
	SPTsx	1		SPTsx	1
	SPTdx	1		SPTdx	1.35
	LM71	1.45		LM71	0
	SPACCsx_LM71	0		SPACCsx_LM71	0
	SPACCdx_LM71	1.45		SPACCdx_LM71	1.45
	AVV_LM71	1.45		AVV_LM71	0
	Term	0		Term	0
	Ritiro	0		Ritiro	0
	SP_water dx	1		SP_water sx	1
	SP_water sx	1		SP_water dx	1.35
SLU2	DEAD	1.35	SLU9	DEAD	1.35
	PERM	1.5		PERM	1.5
	SPTsx	1		SPTsx	1
	SPTdx	1		SPTdx	1.35
	LM71	1.45		LM71	1.45
	SPACCsx_LM71	0		SPACCsx_LM71	0
	SPACCdx_LM71	0		SPACCdx_LM71	1.45
	AVV_LM71	1.45		AVV_LM71	0
	Term	-0.9		Term	0.9
	Ritiro	1.2		Ritiro	1.2
	SP_water dx	1		SP_water sx	1
	SP_water sx	1		SP_water dx	1.35
SLU3	DEAD	1.35	SLU10	DEAD	1.35
	PERM	1.5		PERM	1.5
	SPTsx	1		SPTsx	1.35
	SPTdx	1		SPTdx	1
	LM71	1.45		LM71	1.45
	SPACCsx_LM71	0		SPACCsx_LM71	1.45
	SPACCdx_LM71	0		SPACCdx_LM71	0
	AVV_LM71	1.45		AVV_LM71	0
	Term	0		Term	-0.9
	Ritiro	0		Ritiro	1.2
	SP_water dx	1		SP_water sx	1.35
	SP_water sx	1		SP_water dx	1
SLU4	DEAD	1.35	SLU11	DEAD	1.35
	PERM	1.5		PERM	1.5
	SPTsx	1		SPTsx	1.35
	SPTdx	1.35		SPTdx	1
	LM71	1.45		LM71	1.16
	SPACCsx_LM71	0		SPACCsx_LM71	0
	SPACCdx_LM71	1.45		SPACCdx_LM71	1.16
	AVV_LM71	1.45		AVV_LM71	0
	Term	0		Term	1.5
	Ritiro	0		Ritiro	1.2
	SP_water sx	1		SP_water sx	1.35
	SP_water dx	1.35		SP_water dx	1

RELAZIONE DI CALCOLO

SLU5	DEAD	1.35	SLU12	DEAD	1.35
	PERM	1.5		PERM	1.5
	SPTsx	1.35		SPTsx	1.35
	SPTdx	1.35		SPTdx	1
	LM71	1.45		LM71	1.16
	SPACCsx_LM71	0		SPACCsx_LM71	0
	SPACCdx_LM71	1.45		SPACCdx_LM71	1.16
	AVV_LM71	1.45		AVV_LM71	0
	Term	0		Term	-1.5
	Ritiro	0		Ritiro	1.2
	SP_water dx	1.35		SP_water sx	1.35
	SP_water sx	1.35		SP_water dx	1
	SLU6	DEAD		1.35	SLU13
PERM		1.5	PERM	1.5	
SPTsx		1.35	SPTsx	1.35	
SPTdx		1.35	SPTdx	1	
LM71		0	LM71	1.015	
SPACCsx_LM71		0	SPACCsx_LM71	0	
SPACCdx_LM71		1.45	SPACCdx_LM71	1.105	
AVV_LM71		0	AVV_LM71	1.45	
Term		0	Term	0.9	
Ritiro		0	Ritiro	1.2	
SP_water sx		1.35	SP_water sx	1.35	
SP_water dx		1.35	SP_water dx	1	
SLU7		DEAD	1.35		
	PERM	1.5			
	SPTsx	1			
	SPTdx	1.35			
	LM71	1.45			
	SPACCsx_LM71	0			
	SPACCdx_LM71	1.45			
	AVV_LM71	1.45			
	Term	-0.9			
	Ritiro	0			
	SP_water sx	1			
	SP_water dx	1.35			

TABLE: Combination Definitions

ComboName	CaseName	ScaleFactor	ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Text	Text	Unitless
ecc1	DEAD	1	ecc2	DEAD	1
	PERM	1		PERM	1
	SPTsx	1		SPTsx	1
	SPTdx	1		SPTdx	1
	LM71	1		LM71	0
	SPACCsx_LM71	0		SPACCsx_LM71	0
	SPACCdx_LM71	1		SPACCdx_LM71	0
	AVV_LM71	1		AVV_LM71	0
	Term	0		Term	0
	Ritiro	0		Ritiro	0
	SP_water dx	1		SP_water dx	1
	SP_water sx	1		SP_water sx	1
	urto	1		urto	1

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	CaseName	ScaleFactor	ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Text	Text	Unitless
SH1	DEAD	1	SV3	DEAD	1
	PERM	1		PERM	1
	SPTsx	1		SPTsx	1
	SPTdx	1		SPTdx	1
	LM71	0.2		LM71	0.2
	SPACCSx_LM71	0.2		SPACCSx_LM71	0.2
	Term	-0.5		Term	-0.5
	Ritiro	0		Ritiro	0
	Sisma H	1		Sisma H	0.3
	Sisma V	0.3		Sisma V	-1
	SPSdx	0		SPSdx	0.3
	SPSsx	1		SPSsx	0
	AVV_LM71	0.2		AVV_LM71	0.2
	SP_water dx	1		SP_water dx	1
SP_water sx	1	SP_water sx	1		
SH2	DEAD	1	SV4	DEAD	1
	PERM	1		PERM	1
	SPTsx	1		SPTsx	1
	SPTdx	1		SPTdx	1
	LM71	0.2		LM71	0.2
	SPACCSx_LM71	0.2		SPACCSx_LM71	0
	Term	-0.5		SPACCDx_LM71	0.2
	Ritiro	0		Term	-0.5
	Sisma H	1		Ritiro	0
	Sisma V	-0.3		Sisma H	0.3
	SPSdx	0		Sisma V	1
	SPSsx	1		SPSdx	0.3
	AVV_LM71	0.2		SPSsx	0
	SP_water dx	1		AVV_LM71	0.2
SP_water sx	1	SP_water dx	1		
SH3	DEAD	1	SLE1r	DEAD	1
	PERM	1		PERM	1
	SPTsx	1		SPTsx	1
	SPTdx	1		SPTdx	0.8
	LM71	0.2		LM71	0.8
	SPACCSx_LM71	0.2		SPACCSx_LM71	0.8
	Term	-0.5		SPACCDx_LM71	0.8
	Ritiro	0		AVV_LM71	-0.8
	Sisma H	1		Term	-0.6
	Sisma V	0.3		Ritiro	0
	SPSdx	1		SP_water sx	1
	SPSsx	0		SP_water dx	0.8
	AVV_LM71	0.2			
	SP_water dx	1			
SP_water sx	1				

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI STRUTTURA SCATOLARE

Vengono utilizzate le combinazioni delle azioni previste dal D.M. 14/01/2008.

Secondo quanto stabilito nelle NTC 2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dimensionate sia nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio), sia nei confronti degli Stati Limite Ultimi (capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, che possano compromettere l'incolumità delle persone, ovvero mettere fuori servizio l'opera).

Alla luce di quanto riportato al § 6.5.3.1.1 NTC 2008, le verifiche allo SLU sono state effettuate secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando la combinazione 1 (A1+M1+R1) e la combinazione 2 (A2+M2+R2), che prevede l'applicazione di coefficienti parziali riduttivi dei parametri geotecnici del terreno.

La relazione comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

### 8.1 GENERALITÀ

#### 8.1.1 Copriferro

Essendo la classe di esposizione del calcestruzzo pari a XA2, si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo secondo quanto riportato al §4.4.1 della UNI EN 1992-1-1.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 55 + 10 = 65 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} = 55 \text{ mm}$$

dove

$c_{min,b}$  copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza = 26 mm (cautelativamente si assume la barra di diametro maggiore)

$c_{min,dur}$  copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali = 55 mm (non essendo presente la classe di esposizione XA2 nel prospetto 4.4N si assume il valore maggiore)

$\Delta c_{dur,y}$  margine di sicurezza = 0 mm

$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

#### 8.1.2 Verifiche a SLU

Le verifiche degli elementi strutturali definitivi sono state condotte allo stato limite ultimo assumendo le seguenti ipotesi:

conservazione delle sezioni piane con assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;

deformazione limite nel calcestruzzo pari a -3.5‰;

deformazione limite nell'acciaio ordinario pari al 10‰.

Per le verifiche strutturali, è stata adottata la seguente classe di resistenza:

Fondazione ed elevazioni:

C 32/40.

Per quanto attiene la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa. Il vertice della parabola corrisponde ad una deformazione di  $-2\%$ , mentre l'estremità del tratto orizzontale si prolunga fino all'ascissa pari a  $-3.5\%$ .

L'ordinata massima per il diagramma tensione deformazione è pari a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{0.83 \cdot 40}{1.5} = -18.81 \text{ N/mm}^2.$$

Per l'acciaio dell'armatura ordinaria si è impiegata una bilatera simmetrica rispetto all'origine, con ordinata massima e minima pari a  $f_{yd}$  e modulo elastico di  $200000 \text{ N/mm}^2$ :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.30 \text{ N/mm}^2.$$

Per ogni sezione si è verificato che il punto identificativo dello stato di sollecitazione per la combinazione in esame risulti interno al dominio di rottura e dunque che la verifica porga ad esito positivo; a partire da questo punto, si è ipotizzato che la rottura potesse avvenire mantenendo costante lo sforzo normale ed incrementando il momento fino a raggiungere la frontiera del dominio, cui corrisponde un momento di rottura  $M_{Rd}$ . Il coefficiente di sicurezza FS convenzionale è stato calcolato nel modo seguente:

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}}.$$

Viene disposta almeno l'armatura minima prescritta dalla normativa, pari a

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0.0013 \cdot b_t \cdot d,$$

nella quale:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Nella direzione principale, mentre in quella secondaria viene determinata nella misura del 25% di quella precedentemente calcolata.

Le verifiche effettuate, riportate in maniera estesa in allegato, porgono ad esito positivo.

Per quanto attiene alle verifiche a taglio si è dapprima determinata la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di armatura resistenti a taglio.

Nel caso la relazione  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$  non risulti soddisfatta, la resistenza a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio, ad inclinazione variabile della biella di calcestruzzo tale che questa risulti  $1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è determinata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \theta,$$

nella quale:

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

$f_{yd}$  è la resistenza di calcolo dell'acciaio costituente l'armatura trasversale.

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \theta}{1 + \operatorname{ctg}^2 \theta},$$

nella quale:

$b_w$  è la larghezza minima della sezione;

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo assunto pari ad 1 (membrature non compresse);

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ ).

Viene comunque disposta l'armatura minima trasversale prescritta dalla normativa, pari a

$$\frac{A_{sw}}{s} = b_w \cdot \left( 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right).$$

In allegato sono riportati i tabulati di verifica: per tutte le sezioni la verifica risulta soddisfatta.

### 8.1.3 Verifiche a SLE

Per le verifiche a fessurazione, in riferimento a quanto indicato nella EN206, per il caso in esame si identifica una classe di esposizione XA2, che corrisponde a condizioni ambientali aggressive.

RELAZIONE DI CALCOLO

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

A vantaggio di sicurezza si effettuano le verifiche considerando anche le combinazioni rare, ponendo come limite il valore  $w_1=0.2\text{mm}$ .

La massime tensioni (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di compressione del calcestruzzo per tutte le combinazioni di carico SLE, risulta sempre inferiore a  $\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 13.28\text{MPa}$ .

La massime tensioni (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di trazione nell'acciaio per tutte le combinazioni di carico SLE risulta sempre inferiore a  $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337.5\text{MPa}$ .

Il valore di apertura delle fessure è sempre inferiore a  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

## 8.2 VERIFICA SOLETTA DI COPERTURA

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-253	-42	<b>1676.3</b>	14	6.375	SLU9
<b>M3</b>	<b>min</b>	-631	601	<b>-2350.7</b>	14	12.2	SH1
<b>V2</b>	<b>max</b>	-312	<b>802.24</b>	-1419.1	14	12.2	SLU2
<b>V2</b>	<b>min</b>	-253	<b>-785</b>	-903.3	14	0.55	SLU9
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-45</b>	-209	51.3	14	0.55	ecc2
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-631</b>	601	-2350.7	14	12.2	SH1

rare		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-223.1	39.8	<b>920.0</b>	14	6.375	SLE2r
<b>M3</b>	<b>min</b>	-249.5	-508.8	<b>-882.0</b>	14	0.55	SLE3r
<b>V2</b>	<b>max</b>	-266.8	<b>508.0</b>	-770.0	14	12.2	SLE2r
<b>V2</b>	<b>min</b>	-249.5	<b>-508.8</b>	-882.0	14	0.55	SLE3r
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-162.1</b>	427.8	-410.1	14	12.2	SLE3r
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-288.4</b>	-493.1	-841.1	14	0.55	SLE1r

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 110 cm, armata superiormente ed inferiormente con 10 $\Phi$ 26; l'armatura secondaria è costituita da 5  $\Phi$ 20.

L'armatura a taglio è costituita da spilli  $\Phi$  12/20x40 in corrispondenza degli incastri, e da spilli  $\Phi$  12/40x40 nella parte centrale degli elementi.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sol\_sup

(Percorso File: \\Oceano\C4F\LAVORO\MICHELA\sottovia ferroviario\sol\_sup.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 94.05 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 336428 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Resis. media a trazione  $f_{ctm}$ : 31.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 199.20 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista

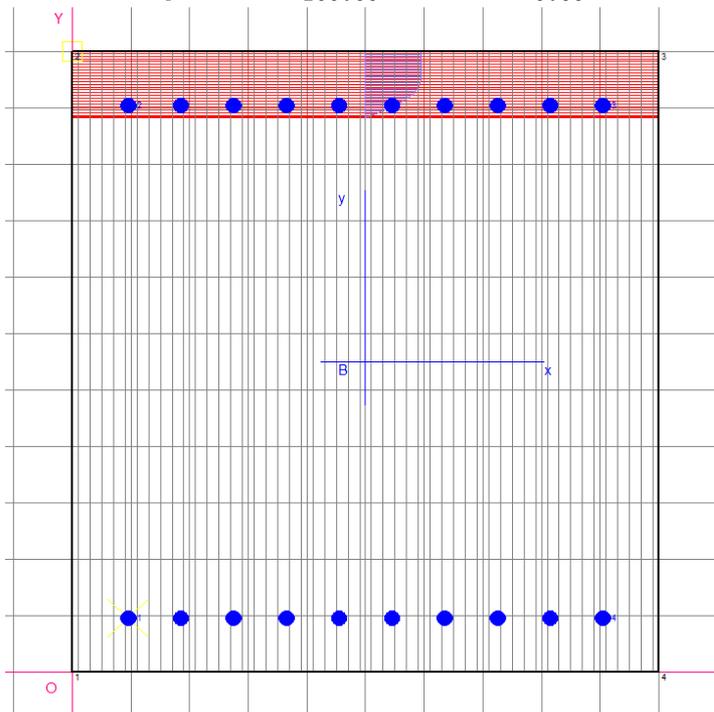
ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam.  $f_{yk}$ : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura  $f_{tk}$ : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo  $f_{yd}$ : 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo  $f_{td}$ : 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo  $E_{pu}$ : 0.068  
Modulo Elastico  $E_f$ : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$ : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	0.00	0.00
2	0.00	110.00
3	100.00	110.00
4	100.00	0.00



**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, 0  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, 0  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	9.50	9.50	26

**RELAZIONE DI CALCOLO**

2	9.50	100.50	26
3	90.50	100.50	26
4	90.50	9.50	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	25269	167634	0	-4158	0
2	63061	-235067	0	60148	0
3	31235	-141913	0	80224	0
4	25269	-90333	0	-78531	0
5	4535	5132	0	-20921	0
6	63061	-235067	0	60148	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	22310	92004	0
2	24951	-88203	0
3	26281	-76535	0
4	24553	-87733	0
5	15811	-40485	0
6	28447	-83631	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	25269	167634	0	25284	219549	0	1.310
2	S	63061	-235067	0	63059	-235686	0	1.003
3	S	31235	-141913	0	31224	-222090	0	1.565
4	S	25269	-90333	0	25284	-219549	0	2.430
5	S	4535	5132	0	4515	210654	0	41.047
6	S	63061	-235067	0	63059	-235686	0	1.003

**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
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01070	0.0	110.0	0.00064	9.5	100.5	-0.02677	9.5	9.5
2	0.00350	-0.00965	0.0	0.0	0.00085	9.5	9.5	-0.02452	90.5	100.5
3	0.00350	-0.01052	0.0	0.0	0.00067	9.5	9.5	-0.02640	90.5	100.5
4	0.00350	-0.01070	0.0	0.0	0.00064	9.5	9.5	-0.02677	90.5	100.5
5	0.00350	-0.01130	0.0	110.0	0.00052	9.5	100.5	-0.02805	9.5	9.5
6	0.00350	-0.00965	0.0	0.0	0.00085	9.5	9.5	-0.02452	90.5	100.5

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000301159	-0.029627505		
2	0.000000000	-0.000278841	0.003500000		
3	0.000000000	-0.000297494	0.003500000		
4	0.000000000	-0.000301159	0.003500000		
5	0.000000000	0.000313965	-0.031036182		
6	0.000000000	-0.000278841	0.003500000		

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	20.0 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	11.3 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Afst Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	4158	296921	100072	100.5	100.0	21.80°	1.012	0.5
2	S	60148	302279	100072	100.5	100.0	21.80°	1.030	6.8
3	S	80224	297767	100072	100.5	100.0	21.80°	1.015	9.1
4	S	78531	296921	100072	100.5	100.0	21.80°	1.012	8.9
5	S	20921	293982	100072	100.5	100.0	21.80°	1.002	2.4
6	S	60148	302279	100072	100.5	100.0	21.80°	1.030	6.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	52.8	0.0	110.0	-1713	81.5	9.5	2732	280	0.184	0.163
2	S	50.8	100.0	0.0	-1612	9.5	100.5	2732	280	0.183	0.153
3	S	44.4	100.0	0.0	-1360	18.5	100.5	2732	280	0.182	0.129
4	S	50.5	100.0	0.0	-1606	81.5	100.5	2732	280	0.183	0.153
5	S	23.6	100.0	0.0	-703	18.5	100.5	2732	279	0.181	0.067
6	S	48.5	100.0	0.0	-1488	63.5	100.5	2732	280	0.182	0.141

- $\sigma_c = 5.28 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 171.3 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ N/mm}^2$
- $w_1 = 0.163 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

**8.3 VERIFICA PIEDRITTI**

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-327.6	1313.5	<b>3037.9</b>	11	0.65	SH1
M3	min	-809.8	-327.8	<b>-1797.4</b>	12	0.65	SH2
V2	max	-276.5	<b>1317.9</b>	3002.3	11	0.65	SH2
V2	min	-646.5	<b>-630.8</b>	2342.4	12	8.45	SH1
P	max	<b>-62.0</b>	-213.9	-905.3	11	8.45	SH2
P	min	<b>-1170.1</b>	90.2	490.5	12	0.65	SLU2

rare	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
------	---	----	----	-------	---------	------------

**RELAZIONE DI CALCOLO**

		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-561.3	-245.5	<b>1034.8</b>	11	8.45	SLE3r
<b>M3</b>	<b>min</b>	-721.4	27.4	<b>126.6</b>	12	2.6	SLE2r
<b>V2</b>	<b>max</b>	-695.5	<b>353.4</b>	868.9	11	0.65	SLE2r
<b>V2</b>	<b>min</b>	-545.6	<b>-276.6</b>	965.9	11	8.45	SLE1r
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-480.3</b>	-143.7	572.7	12	8.45	SLE3r
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-775.8</b>	156.4	339.0	11	0.65	SLE3r

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 110 cm, armata internamente con 10Φ26 ed esternamente con 10Φ32 l'armatura secondaria è costituita da 5 Φ20.

L'armatura a taglio è costituita da spilli Φ 12/15x40 in corrispondenza degli incastri, e da spilli Φ 12/40x40 nella parte centrale degli elementi.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** pied

(Percorso File: \\Oceano\C4F\LAVORO\MICHELA\sottovia ferroviario\pied.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 94.05 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 336428 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 31.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 199.20 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist. β1\*β2 : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff. β1\*β2 : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

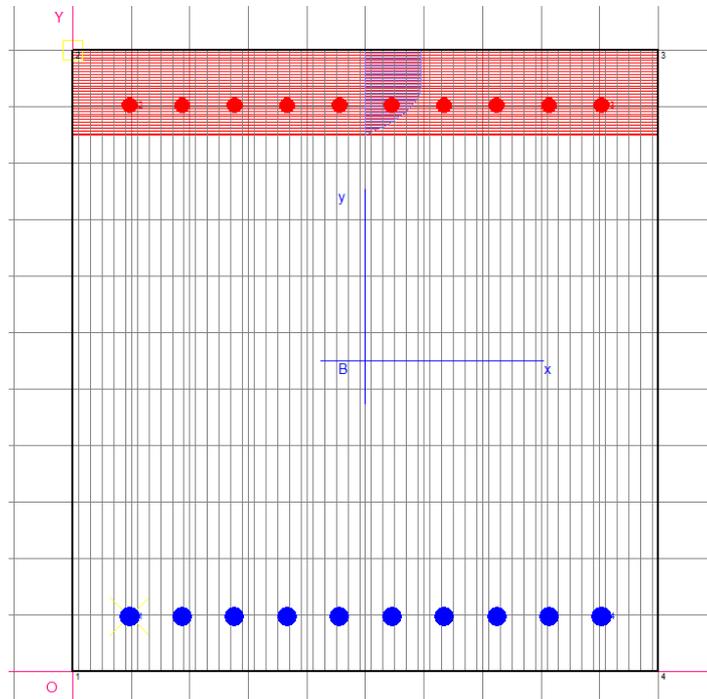
RELAZIONE DI CALCOLO

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	0.00	0.00
2	0.00	110.00
3	100.00	110.00
4	100.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	9.70	9.70	32
2	9.70	100.30	26
3	90.30	100.30	26
4	90.30	9.70	32



DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	8	32
2	2	3	8	26

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	32764	303792	0	131347	0
2	80978	-179740	0	-32782	0
3	27646	300225	0	131789	0
4	64653	234241	0	-63081	0
5	6203	-90525	0	-21386	0
6	117010	49045	0	9022	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	56134	103476	0
2	72144	12657	0
3	26281	-76535	0
4	24553	-87733	0
5	15811	-40485	0
6	28447	-83631	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 6.9 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	32764	303792	0	32753	319541	0	1.052
2	S	80978	-179740	0	81006	-243582	0	1.358
3	S	27646	300225	0	27622	317445	0	1.057
4	S	64653	234241	0	64645	332517	0	1.417
5	S	6203	-90525	0	6202	-211154	0	2.334
6	S	117010	49045	0	117002	353552	0	6.944

**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  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb. ec max ec 3/7 Xc max Yc max ef min Xf min Yf min ef max Xf max Yf max

**RELAZIONE DI CALCOLO**

1	0.00350	-0.00749	0.0	110.0	0.00124	9.7	100.3	-0.01987	9.7	9.7
2	0.00350	-0.01005	0.0	0.0	0.00071	9.7	9.7	-0.02533	90.3	100.3
3	0.00350	-0.00760	0.0	110.0	0.00122	9.7	100.3	-0.02012	9.7	9.7
4	0.00350	-0.00679	0.0	110.0	0.00138	9.7	100.3	-0.01839	9.7	9.7
5	0.00350	-0.01167	0.0	0.0	0.00038	9.7	9.7	-0.02877	90.3	100.3
6	0.00350	-0.00574	0.0	110.0	0.00160	9.7	100.3	-0.01615	9.7	9.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000233039	-0.022134262		
2	0.000000000	-0.000287444	0.003500000		
3	0.000000000	0.000235494	-0.022404331		
4	0.000000000	0.000218205	-0.020502504		
5	0.000000000	-0.000321714	0.003500000		
6	0.000000000	0.000195902	-0.018049194		

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0]  
N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 15.1 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vru Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso  
Vcd Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe  
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Afst Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm<sup>2</sup>/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	131347	297391	133163	100.3	100.0	21.80°	1.016	14.9
2	S	32782	304212	133163	100.3	100.0	21.80°	1.039	3.7
3	S	131789	296667	133163	100.3	100.0	21.80°	1.013	14.9
4	S	63081	301903	133163	100.3	100.0	21.80°	1.031	7.1
5	S	21386	293633	133163	100.3	100.0	21.80°	1.003	2.4
6	S	9022	309311	133163	100.3	100.0	21.80°	1.057	1.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm

**RELAZIONE DI CALCOLO**

K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	54.5	0.0	110.0	-1138	27.6	9.7	3183	264	0.165	0.102
2	S	10.6	0.0	110.0	24	90.3	9.7	2732	0	0.183	0.000
3	S	40.9	100.0	0.0	-1353	36.6	100.3	2762	285	0.183	0.131
4	S	46.6	100.0	0.0	-1600	9.7	100.3	2762	286	0.184	0.155
5	S	21.7	100.0	0.0	-699	9.7	100.3	2762	285	0.183	0.068
6	S	44.7	100.0	0.0	-1481	81.3	100.3	2762	285	0.183	0.144

- $\sigma_c = 5.45 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 160.5 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ N/mm}^2$
- $w_1 = 0.155 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

#### 8.4 VERIFICA SOLETTA DI FONDO

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-546.4	540.5	<b>3621.0</b>	1	0.55	SH1
<b>M3</b>	<b>min</b>	-546.4	85.9	<b>-2350.2</b>	9	1.275	SH1
<b>V2</b>	<b>max</b>	-343.6	<b>843.8</b>	556.2	1	1.275	SLU10
<b>V2</b>	<b>min</b>	-418.4	<b>-844.80</b>	663.7	10	0	SLU9
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-172.2</b>	401.2	1016.4	1	0.55	ecc2
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-550.8</b>	503.0	3608.8	1	0.55	SH2

rare		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-328.7	531.5	<b>832.8</b>	1	0.55	SLE2r
<b>M3</b>	<b>min</b>	-275.5	82.4	<b>-907.2</b>	4	1.275	SLE3r
<b>V2</b>	<b>max</b>	-328.7	<b>555.0</b>	438.9	1	1.275	SLE2r
<b>V2</b>	<b>min</b>	-275.5	<b>-551.9</b>	387.7	10	0	SLE3r
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-275.5</b>	516.0	180.3	1	0.55	SLE3r
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-328.7</b>	531.5	832.8	1	0.55	SLE2r

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 130 cm, armata superiormente con 10 $\Phi$ 24 ed inferiormente con 10 $\Phi$ 32; l'armatura secondaria è costituita da 5  $\Phi$ 20.

L'armatura a taglio è costituita da spilli  $\Phi$  12/20x40 in corrispondenza degli incastri, e da spilli  $\Phi$  12/40x40 nella parte centrale degli elementi.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

NOME SEZIONE: sol\_inf

(Percorso File: \\Oceano\C4F\LAVORO\MICHELA\sottovia ferroviario\sol\_inf.sez)

RELAZIONE DI CALCOLO

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 94.05 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 336428 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 31.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 199.20 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	0.00	0.00
2	0.00	130.00
3	100.00	130.00
4	100.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	9.70	9.70	32
2	9.70	120.30	24
3	90.30	120.30	24
4	90.30	9.70	32

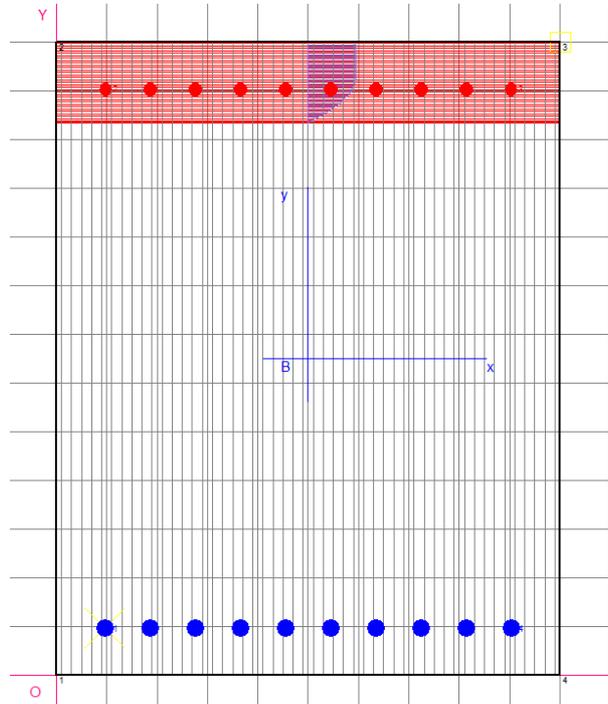
**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	4	8	32
2	2	3	8	24



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N. Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	54637	362095	0	54053	0
2	54637	-235021	0	8594	0
3	34364	55624	0	84376	0
4	41841	66368	0	-84480	0
5	17224	101641	0	40117	0
6	55078	360882	0	50296	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	32870	83277	0
2	27550	-90723	0
3	26281	-76535	0
4	24553	-87733	0

**RELAZIONE DI CALCOLO**

5	15811	-40485	0
6	28447	-83631	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 6.9 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	54637	362095	0	54629	401241	0	1.108
2	S	54637	-235021	0	54658	-249036	0	1.060
3	S	34364	55624	0	34383	391382	0	6.941
4	S	41841	66368	0	41822	395009	0	5.872
5	S	17224	101641	0	17254	383013	0	3.756
6	S	55078	360882	0	55069	401455	0	1.112

**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
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00827	100.0	130.0	0.00145	90.3	120.3	-0.02191	9.7	9.7
2	0.00350	-0.01394	0.0	0.0	0.00046	9.7	9.7	-0.03416	90.3	120.3
3	0.00350	-0.00880	100.0	130.0	0.00136	90.3	120.3	-0.02306	9.7	9.7
4	0.00350	-0.00860	100.0	130.0	0.00139	90.3	120.3	-0.02263	9.7	9.7
5	0.00350	-0.00927	100.0	130.0	0.00128	90.3	120.3	-0.02408	9.7	9.7
6	0.00350	-0.00826	100.0	130.0	0.00145	90.3	120.3	-0.02188	9.7	9.7

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000211195	-0.023955397		
2	0.000000000	-0.000313061	0.003500000		
3	0.000000000	0.000220787	-0.025202329		
4	0.000000000	0.000217212	-0.024737523		
5	0.000000000	0.000229244	-0.026301774		
6	0.000000000	0.000210989	-0.023928581		

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	20.0 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	11.3 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	54053	358976	119787	120.3	100.0	21.80°	1.022	5.1
2	S	8594	358976	119787	120.3	100.0	21.80°	1.022	0.8
3	S	84376	356065	119787	120.3	100.0	21.80°	1.014	8.0
4	S	84480	357139	119787	120.3	100.0	21.80°	1.017	8.0
5	S	40117	353604	119787	120.3	100.0	21.80°	1.007	3.8
6	S	50296	359040	119787	120.3	100.0	21.80°	1.023	4.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	33.3	100.0	130.0	-784	9.7	9.7	3183	271	0.179	0.072
2	S	38.5	100.0	0.0	-1526	18.7	120.3	2617	297	0.197	0.154
3	S	32.6	100.0	0.0	-1256	81.3	120.3	2617	297	0.196	0.127
4	S	37.2	100.0	0.0	-1496	36.6	120.3	2617	297	0.197	0.151
5	S	17.3	100.0	0.0	-645	36.6	120.3	2617	296	0.195	0.065
6	S	35.7	100.0	0.0	-1375	81.3	120.3	2617	297	0.196	0.139

- $\sigma_c = 3.96 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 148.7 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ N/mm}^2$
- $w_1 = 0.119 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

## 8.5 VERIFICHE DEI CEDIMENTI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Si riporta di seguito la deformata in combinazione SLE della struttura scatolare.

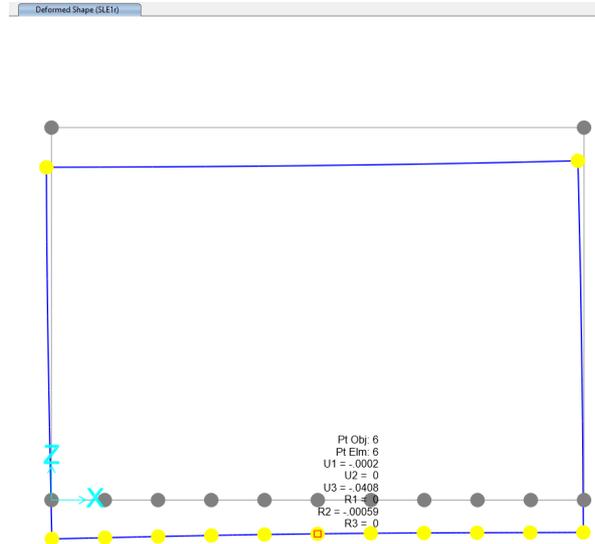


Figura 9 – Spostamenti verticali della struttura in combinazione SLE.

Si riassumono di seguito gli spostamenti massimi ottenuti al nodo di spigolo.

TABLE: Joint Displacements			
Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
1	DEAD	LinStatic	-28
1	PERM	LinStatic	-5
1	SPTsx	LinStatic	11
1	SPTdx	LinStatic	-11.1
1	LM71	LinStatic	-12.8
1	SPACCsx_LM71	LinStatic	5.2
1	SPACCdx_LM71	LinStatic	-5.1
1	AVV_LM71	LinStatic	7.7
1	Term	LinStatic	0.1
1	Ritiro	LinStatic	0.1
1	SLE1r	Combination	-47.0
1	SLE2r	Combination	-34.5
1	SLE3r	Combination	-51.1

Dall'analisi dei risultati ottenuti si nota come il cedimento massimo sia pari a 5 cm ed inoltre si evidenzia che gli spostamenti massimi sono scontati istantaneamente all'applicazione dei carichi permanenti

(dead + perm = 3.3 cm), mentre i sovraccarichi accidentali producono un cedimento di circa 1.3 cm, tali valori risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

## 8.6 VERIFICA DEI MURETTI PARABALLAST

I muri paraballast sono realizzati in c.a. gettato in opera successivamente alla spinta del monolite e quindi sono solidarizzati alla struttura mediante inghisaggi chimici. L'altezza massima dei muretti paraballast è pari a 1.7 m circa, hanno forma trapezia e la larghezza alla base 0.5 m. Il calcolo viene eseguito assimilando il muretto ad una mensola incastrata alla base, le azioni da tenere in considerazione sono la spinta del ballast e la sovraspinta accidentale associata ad un carico per la manutenzione: non si valuta la spinta sul ballast prodotta dal treno in esercizio perché considerando che i carichi si diffondono 1:4 all'interno del ballast questi non interferiscono con la superficie del muretto paraballast.

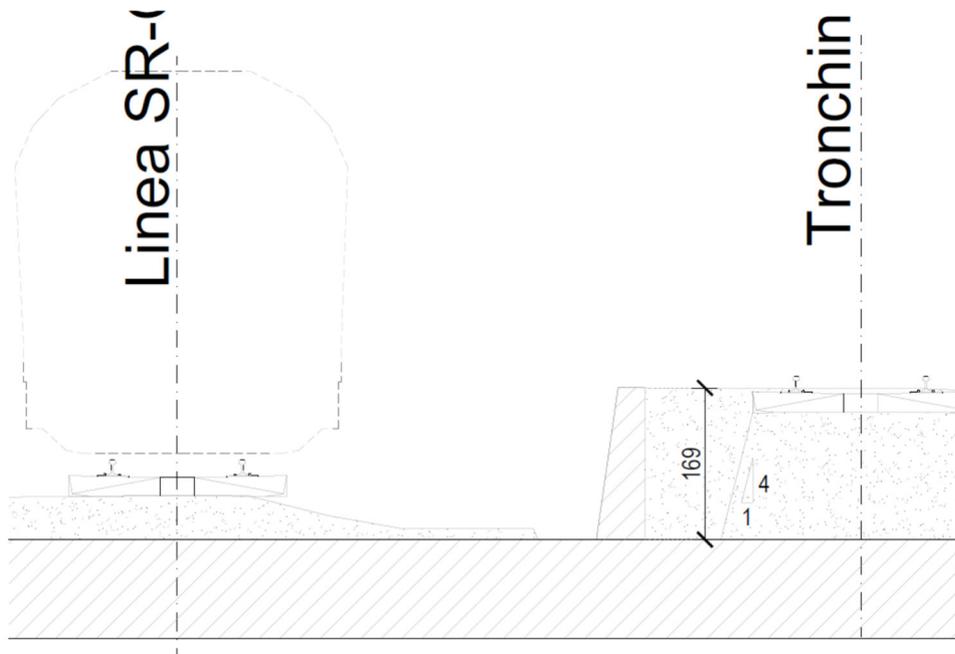


Figura 10 – Diffusione dei carichi nel ballast.

I carichi agenti sono rappresentati da:

Peso proprio:  $G = 25 \cdot 0.50 = 12.5 \text{ kN/m}$   
 Spinta del terreno  $P_{sup} = 0 \text{ kN/m}$   
 $P_{inf} = 18 \cdot (1 - \sin 38) \cdot 1.7 = 11.76 \text{ kN/m}$   
 Spinta del sovraccarico accidentale:  $Q = (1 - \sin 38) \cdot 10 = 3.84 \text{ kN/m}$

Le sollecitazioni alla base che si ottengono per i diversi stati limite sono pari a:

$$\text{STR) } \quad \sigma_{G1} \cdot G_1 + \sigma_{G2} \cdot G_2 + \sigma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \sigma_{Qi} \cdot Q_{ki} \quad (\sigma'_d = \sigma'_k)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

$$M_{SLU} = 1.5 (3.84 * 1.7^2 * 1/2 + 11.76 / 2 * 1.7^2 * 1/3) = 16.82 \text{ kN/m}$$

$$T_{SLU} = 1.5 (3.84 * 1.7 + 11.76 / 2 * 1.7) = 24.79 \text{ kN/m}$$

Rara)  $G1+G2 + Q_{k1} + \sum_{i=1}^n \alpha_{0i} \cdot Q_{ki}$

$$M_{SLE} = 3.84 * 1.7^2 * 1/2 + 11.76 / 2 * 1.7^2 * 1/3 = 11.21 \text{ kN/m}$$

Verifica a flessione

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** parab

(Percorso File: \\Oceano\C4F\LAVORO\MICHELA\sottovia ferroviario\parab.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 94.05 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 336428 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 31.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 199.20 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	0.00	0.00
2	0.00	50.00
3	100.00	50.00
4	100.00	0.00

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**DATI BARRE ISOLATE**

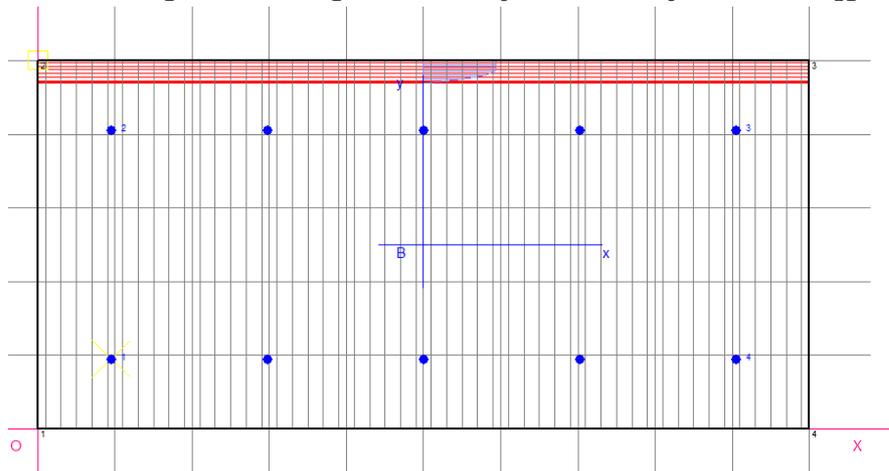
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	9.50	9.50	12
2	9.50	40.50	12
3	90.50	40.50	12
4	90.50	9.50	12

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	3	12
2	2	3	3	12



**ST. LIM. ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	1682	0	10	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	1121	0

RELAZIONE DI CALCOLO

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.1 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 8.1 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	1682	0	0	11333	0	6.738

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  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.02110	0.0	50.0	-0.00741	90.5	40.5	-0.04300	9.5	9.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.001148227	-0.053911362	0.075	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)  
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)  
Ac eff. Area di conglomerato [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S										

1 S 8.1 100.0 50.0 -517 9.5 9.5 1105 441 0.245 0.078

### Verifica a taglio

La verifica a taglio considera le sole armature inghisate nei perfori:

$$T = 24.8 \text{ kN/m}$$

$$T \text{ barra} = 24.8/10 = 2.48 \text{ kN}$$

Il taglio ultimo della barra  $\Phi 12$  inghisata nella soletta di copertura del monolite è pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 27.98 \text{ kN}$$

Essendo  $V_{Rd} > V_{Ed}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 9 VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE

Nelle verifiche a capacità portante viene inserito un carico uniformemente distribuito rappresentativo del riempimento e della pavimentazione e del carico accidentale come calcolato di seguito:

s_riem	1.8 m	p_riem	18 kN/mq
s_pav	0.3 m	p_pav	21 kN/mq
perm	38.7 kN/m	carico permanente	
L trasv	6.2 m		
L long	5.8 m		
Q1k	300 kN		
q1k	9 kN/mq		
q	25.7 kN/m	carico accidentale	

Viene di seguito condotta la verifica a capacità portante del manufatto considerando l' approccio 1 con la combinazione A1-M1-R1 e la A2-M2-R2.

Di seguito si riassumono le reazioni alla base ottenute nella combinazione A1 ed A2:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
SLU1	Combination	58.2	0	4034.0
SLU2	Combination	-173.4	0	4034.0
SLU3	Combination	-173.4	0	4034.0
SLU4	Combination	221.9	0	4034.0
SLU5	Combination	58.2	0	4034.0
SLU6	Combination	231.6	0	2765.8
SLU7	Combination	221.9	0	4034.0
SLU8	Combination	395.3	0	1969.8
SLU9	Combination	395.3	0	4034.0
SLU10	Combination	-395.3	0	4034.0
SLU11	Combination	21.6	0	3780.4
SLU12	Combination	21.6	0	3780.4
SLU13	Combination	-160.6	0	3653.5
SH1	Combination	-1665.2	0	2195.9
SH2	Combination	-1665.2	0	2093.6
SH3	Combination	332.3	0	2195.9
SH4	Combination	332.3	0	2093.6
SV1	Combination	-538.7	0	1974.1

SV2	Combination	-514.8	0	2315.3
SV3	Combination	60.6	0	1974.1
SV4	Combination	124.5	0	2315.3

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
GEO1	Combination	52.2	0	3106.9
GEO2	Combination	-155.5	0	3106.9
GEO3	Combination	-155.5	0	3106.9
GEO4	Combination	52.2	0	3106.9
GEO5	Combination	52.2	0	3106.9
GEO6	Combination	207.7	0	1969.8
GEO7	Combination	52.2	0	3106.9
GEO8	Combination	207.7	0	1969.8
GEO9	Combination	207.7	0	3106.9
GEO10	Combination	-207.7	0	3106.9
GEO11	Combination	166.1	0	2879.4
GEO12	Combination	166.1	0	2879.4
GEO13	Combination	41.8	0	2879.4

La profondità del piano di posa viene considerata in favore di sicurezza pari all'altezza del piano campagna dalla fondazione delle scatolare D=2.0 m

La larghezza dello scatolare è pari a : B= 13.85 m

Il terreno di fondazione su cui insiste il manufatto è lo strato 1.

## 9.1 VERIFICA SECONDO APPROCCIO 1 A1-M1-R1

### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_{\gamma}^*s_{\gamma}^*d_{\gamma}^*i_{\gamma}^*b_{\gamma}^*g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

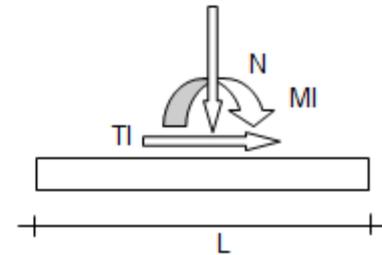
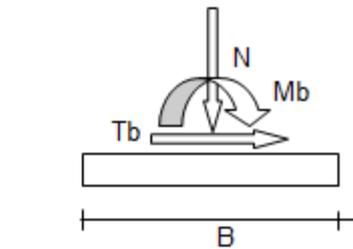
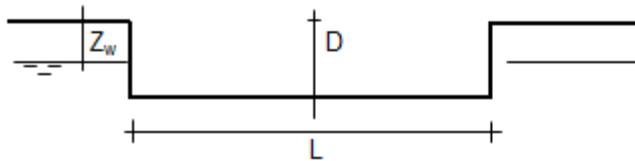
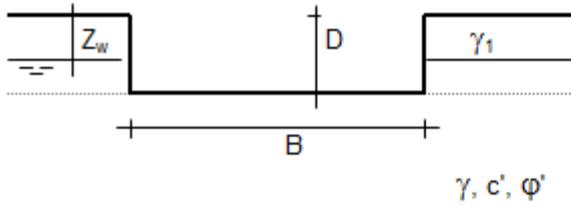
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

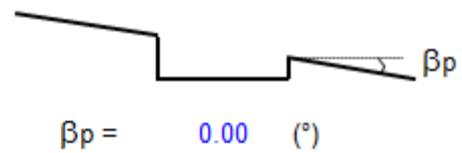
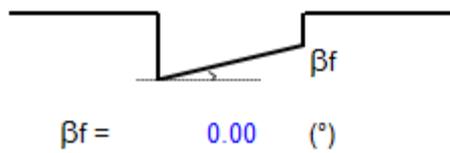
#### coefficienti parziali

Metodo di calcolo			azioni		proprietà del terreno	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25	
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dall'utente	⊙	1.00	0.00	1.00	1.00	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 13.85 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 2.00 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4034.00	0.00	4034.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	395.30	0.00	395.30
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	395.30	0.00	395.30

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 18.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 18.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 25.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 25.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 4.00$  (m)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

$$e_B = 0.00 \quad (m) \qquad B^* = 13.85 \quad (m)$$

$$e_L = 0.00 \quad (m) \qquad L^* = 1.00 \quad (m)$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 36.00 \quad (kN/mq)$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 9.44 \quad (kN/mc)$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan\varphi'$$

$$N_c = 20.72$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan\varphi'$$

$$N_\gamma = 10.88$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 8.13$$

$$s_q = 1 + B^* \tan\varphi' / L^*$$

$$s_q = 7.46$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B^* / L^*$$

$$s_\gamma = -4.54$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.07 \qquad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.93 \qquad m = 1.07 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L * c' \cotg\varphi'))^m$$

$$m = (m_b \sin^2\theta + m_c \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

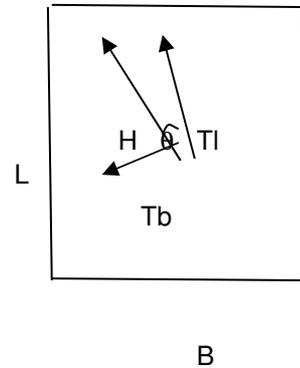
$$i_q = 0.90$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.89$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L * c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.82$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.04$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

---

RELAZIONE DI CALCOLO

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1629.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 291.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 5.59$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 395.30 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 2019.59 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{scorr} = 5.11$$

**9.2 VERIFICA SECONDO APPROCCIO 1 A2-M2-R2**

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_{\gamma}^*s_{\gamma}^*d_{\gamma}^*i_{\gamma}^*b_{\gamma}^*g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e<sub>B</sub> = Eccentricità in direzione B (e<sub>B</sub> = Mb/N)

e<sub>L</sub> = Eccentricità in direzione L (e<sub>L</sub> = MI/N) (per fondazione nastriforme e<sub>L</sub> = 0; L\* = L)

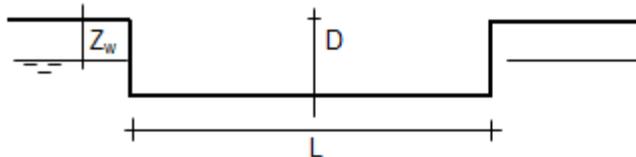
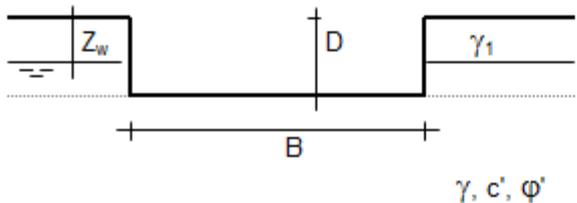
B\* = Larghezza fittizia della fondazione (B\* = B - 2\*e<sub>B</sub>)

L\* = Lunghezza fittizia della fondazione (L\* = L - 2\*e<sub>L</sub>)

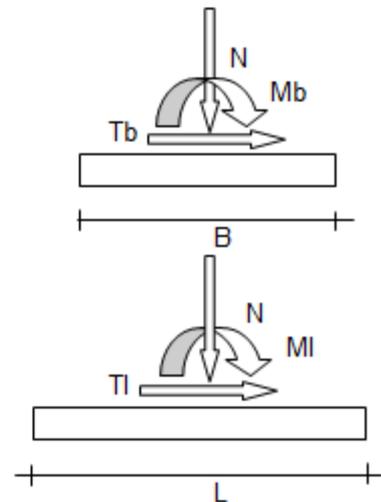
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	0.00	1.25	1.25

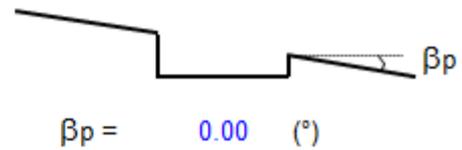
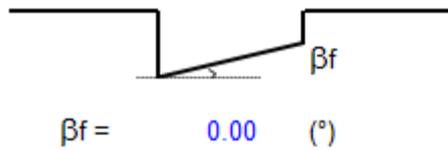


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)



RELAZIONE DI CALCOLO

B = 13.85 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 2.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3106.90	0.00	3106.90
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	207.70	0.00	207.70
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	207.70	0.00	207.70

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 18.00$  (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 25.00$  (°)

Valori di progetto

$c' = 8.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 20.46$  (°)

Profondità della falda

$Z_w = 4.00$  (m)

$e_B = 0.00$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 13.85$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 36.00$  (kN/mq)

$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.44$  (kN/mc)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg \varphi')}$

$$N_q = 6.70$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 15.27$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 5.74$$

**s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>γ</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_c = 7.07$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 6.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 * B / L$$

$$s_\gamma = -4.54$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.07 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.93 \quad m = 1.07 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

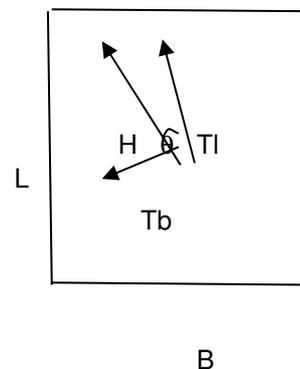
$$i_q = 0.94$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.92$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.88$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.05$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 797.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 224.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 3.56$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 207.70 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 1269.82 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{scorr} = 6.11$$

## 10 VERIFICHE STRUTTURALI MURI A U

Il modello di calcolo è generato in analogia a quanto fatto per la struttura scatolare, si riassumono di seguito i carichi applicati. Si assume cautelativamente come altezza delle pareti la massima che si ha in corrispondenza della sezione di attacco con lo scatolare e si considera che il terreno spingente lateralmente parta da una quota di un metro rispetto alla testa del muro.

SPINTA SULLE PARETI DOVUTA AL TERRENO ED AL CARICO SOVRASTANTE			
Spinta parete in corrispondenza linea d'asse soletta superiore (KN/mq)			0.00
Spinta parete a metà altezza (KN/mq)			32.84
Spinta parete in corrispondenza linea d'asse soletta inferiore (KN/mq)			65.68
SPINTA SULLE PARETI DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE			
Accidentale 10 (KN/mq)		4.41	
AZIONE SISMICA SU STRUTTURA			
Forza orizzontale su piedritti (KN/mq)		13.25	
AZIONE SISMICA SUL TERRENO			
Determinata secondo la teoria di Wood			
		SLV	
	$a_{max} =$	0.480	
Incremento spinta (kN/m)	$\Delta S_E =$	629.86	Applicato a metà altezza del paramento ed agente su uno solo dei piedritti

### 10.1 VERIFICA PIEDRITTI

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-229.6	1002.4	<b>3626.3</b>	11	0.65	SH1
M3	min	-86.1	-5.7	<b>-27.6</b>	12	5.8688	SH1
V2	max	-229.6	<b>1002.4</b>	3626.3	11	0.65	SH1
V2	min	-57.4	<b>-11.8</b>	-17.8	12	6.9125	SH1
P	max	<b>0.0</b>	0.0	0.0	11	9	SLU1
P	min	<b>-309.9</b>	254.4	708.1	11	0.65	SLU1

rare		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-229.6	283.9	<b>831.1</b>	11	0.65	SLE1r
M3	min	0.0	0.0	<b>0.0</b>	12	9	SLE1r
V2	max	-229.6	<b>283.9</b>	831.1	11	0.65	SLE1r

**RELAZIONE DI CALCOLO**

V2	min	0.0	0.0	0.0	11	9	SLE3r
P	max	0.0	0.0	0.0	11	9	SLE1r
P	min	-229.6	283.9	831.1	11	0.65	SLE1r

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 110 cm, armata internamente con 5Φ20 ed esternamente con due strati di 10Φ26; l'armatura secondaria è costituita esternamente da 10 Φ20 ed internamente da 5 Φ20.

L'armatura a taglio è costituita da spilli Φ 12/20x40 in corrispondenza degli incastri, e da spilli Φ 12/40x40 nella parte centrale degli elementi.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** pied-muroU

(Percorso File: \\Oceano\C4F\LAVORO\MICHELA\sottovia ferroviario\pied-muroU.sez)

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione generica  
Normativa di riferimento: N.T.C.  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C32/40  
Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. compr. ridotta fcd': 94.05 daN/cm<sup>2</sup>  
Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020  
Def.unit. ultima ecu : 0.0035  
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo  
Modulo Elastico Normale Ec : 336428 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 31.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):  
Sc Limite : 199.20 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
Coeff. Aderenza ist. β1\*β2 : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff. β1\*β2 : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	0.00	0.00
2	0.00	110.00
3	100.00	110.00

RELAZIONE DI CALCOLO

4 100.00 0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

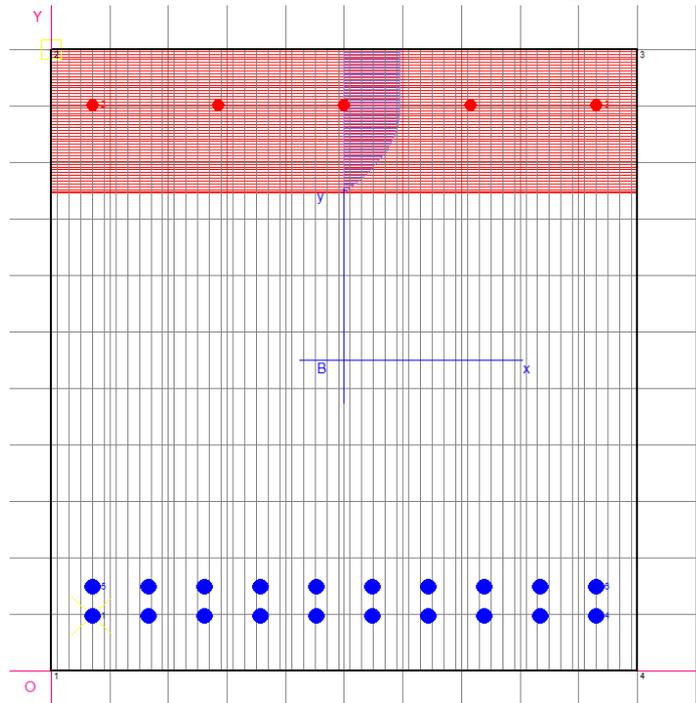
N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	7.00	9.70	26
2	7.00	100.30	20
3	93.00	100.30	20
4	93.00	9.70	26
5	7.00	14.90	26
6	93.00	14.90	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	8	26
2	2	3	3	20
3	5	6	8	26



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb. N Mx My Vy Vx

**RELAZIONE DI CALCOLO**

1	22956	362627	0	100241	0
2	8608	-2761	0	-571	0
3	22956	362627	0	100241	0
4	5739	-1781	0	-1176	0
5	30990	70811	0	25441	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	22956	83110	0
2	22956	83110	0
3	22956	83110	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	22956	362627	0	22928	393066	0	1.084
2	S	8608	-2761	0	8626	-79584	0	35.559
3	S	22956	362627	0	22928	393066	0	1.084
4	S	5739	-1781	0	5716	-78287	0	54.792
5	S	30990	70811	0	31000	395583	0	5.464

**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  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00303	0.0	110.0	0.00253	7.0	103.0	-0.01076	7.0	7.0
2	0.00350	-0.01508	0.0	0.0	0.00074	7.0	7.0	-0.03709	93.0	103.0
3	0.00350	-0.00303	0.0	110.0	0.00253	7.0	103.0	-0.01076	7.0	7.0
4	0.00350	-0.01514	0.0	0.0	0.00073	7.0	7.0	-0.03722	93.0	103.0
5	0.00350	-0.00290	0.0	110.0	0.00255	7.0	103.0	-0.01048	7.0	7.0

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

	a	b	c	x/d	C.Rid.
a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000138446	-0.011729014		
2	0.000000000	-0.000394119	0.003500000		
3	0.000000000	0.000138446	-0.011729014		
4	0.000000000	-0.000395323	0.003500000		
5	0.000000000	0.000135697	-0.011426629		

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	10.0 cm	[Passo massimo di normativa = 24.0]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	22.6 cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.4]

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	
	Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata								
	Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro								
	Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso								
	Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe								
	Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe								
	Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.								
	bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.								
	Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
	Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
	Afst	Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm <sup>2</sup> /m]								
1	S	100241	303971	205122	103.0	100.0	21.80°	1.011	11.1	
2	S	571	301886	205122	103.0	100.0	21.80°	1.004	0.1	
3	S	100241	303971	205122	103.0	100.0	21.80°	1.011	11.1	
4	S	1176	301470	205122	103.0	100.0	21.80°	1.003	0.1	
5	S	25441	305138	205122	103.0	100.0	21.80°	1.015	2.8	

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
	Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
	Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]									
	Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)									
	Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)									
	Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]									
	Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)									
	Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)									
	Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre									
	D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm									
	K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni									
	Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm									
1	S	44.1	100.0	110.0	-845	7.0	7.0	3021	179	0.183	0.051
2	S	44.1	100.0	110.0	-845	7.0	7.0	3021	179	0.183	0.051
3	S	44.1	100.0	110.0	-845	7.0	7.0	3021	179	0.183	0.051

- $\sigma_c = 4.44 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 84.5 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ N/mm}^2$
- $w_1 = 0.051 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

## 10.2 VERIFICA SOLETTA DI FONDO

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-611.2	334.2	<b>4115.1</b>	1	0.55	SH1
<b>M3</b>	<b>min</b>	-290.3	42.5	<b>271.4</b>	5	1.275	SLU2
<b>V2</b>	<b>max</b>	-611.2	<b>440.7</b>	2299.7	4	1.275	SH1
<b>V2</b>	<b>min</b>	-375.7	<b>-264.95</b>	1153.8	10	0	SLU4
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-290.3</b>	206.6	779.7	1	0.55	SLU2
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-611.2</b>	334.2	4115.1	1	0.55	SH1

rare		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-294.2	163.2	<b>944.7</b>	1	0.55	SLE1r
<b>M3</b>	<b>min</b>	-278.3	35.4	<b>402.7</b>	5	1.275	SLE3r
<b>V2</b>	<b>max</b>	-294.2	<b>186.7</b>	817.9	1	1.275	SLE1r
<b>V2</b>	<b>min</b>	-278.3	<b>-177.2</b>	652.8	10	0	SLE3r
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-278.3</b>	156.5	805.5	1	0.55	SLE3r
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-300.8</b>	163.2	944.7	1	0.55	SLE2r

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza della sezione di dimensioni 100 x 130 cm, armata superiormente con 5 $\Phi$ 20 ed inferiormente con un doppio strato di 10 $\Phi$ 26; l'armatura secondaria è costituita inferiormente da 10  $\Phi$ 20 e superiormente da 5  $\Phi$ 20.

L'armatura a taglio è costituita da spilli  $\Phi$  12/20x40 in corrispondenza degli incastri, e da spilli  $\Phi$  12/40x40 nella parte centrale degli elementi.

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: fond-muroU

(Percorso File: \\Oceano\C4F\LAVORO\MICHELA\sottovia ferroviario\fond-muroU.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Stati Limite Ultimi

Tipologia sezione:

Sezione generica

Normativa di riferimento:

N.T.C.

Percorso sollecitazione:

A Sforzo Norm. costante

Condizioni Ambientali:

Moderat. aggressive

Riferimento Sforzi assegnati:

Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità:

Zona non sismica

Posizione sezione nell'asta:

In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

**RELAZIONE DI CALCOLO**

CONGLOMERATO -	Classe: C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd :	188.10 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd' :	94.05 daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec :	336428 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	31.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
	Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
	Sc Limite :	199.20 daN/cm <sup>2</sup>
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	4500.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Aderenza diff. $\beta_1*\beta_2$ :	0.50 daN/cm <sup>2</sup>
	Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**

**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	0.00	0.00
2	0.00	130.00
3	100.00	130.00
4	100.00	0.00

**DATI BARRE ISOLATE**

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini  
Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O  
Diam. Diametro in mm della barra

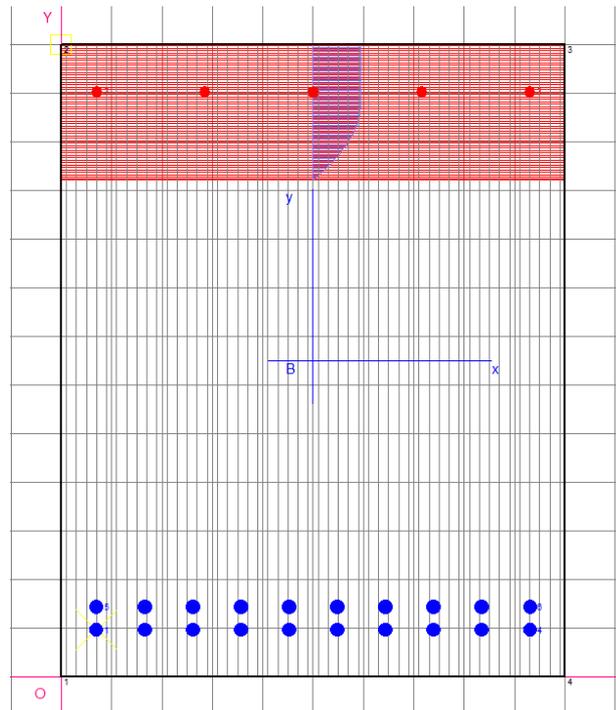
N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	7.00	9.70	26
2	7.00	120.30	20
3	93.00	120.30	20
4	93.00	9.70	26
5	7.00	14.40	26
6	93.00	14.40	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.  
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.  
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.  
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	4	8	26
2	2	3	3	20
3	5	6	8	26

**RELAZIONE DI CALCOLO**



**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	61124	411511	0	33424	0
2	29033	27145	0	4250	0
3	61124	229968	0	44069	0
4	37574	115383	0	-26495	0
5	29033	77970	0	20657	0
6	61124	411511	0	33424	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	29419	94474	0
2	27832	40274	0
3	29419	81791	0
4	27832	65276	0
5	27832	80553	0
6	30082	94474	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	61124	411511	0	61108	497587	0	1.207
2	S	29033	27145	0	29037	485013	0	16.746
3	S	61124	229968	0	61108	497587	0	2.143
4	S	37574	115383	0	37583	488398	0	4.164
5	S	29033	77970	0	29037	485013	0	6.094
6	S	61124	411511	0	61108	497587	0	1.207

**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  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00350	0.0	130.0	0.00262	7.0	123.0	-0.01195	7.0	7.0
2	0.00350	-0.00405	0.0	130.0	0.00255	7.0	123.0	-0.01317	7.0	7.0
3	0.00350	-0.00350	0.0	130.0	0.00262	7.0	123.0	-0.01195	7.0	7.0
4	0.00350	-0.00389	0.0	130.0	0.00257	7.0	123.0	-0.01283	7.0	7.0
5	0.00350	-0.00405	0.0	130.0	0.00255	7.0	123.0	-0.01317	7.0	7.0
6	0.00350	-0.00350	0.0	130.0	0.00262	7.0	123.0	-0.01195	7.0	7.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,0 gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000125623	-0.012830945		
2	0.000000000	0.000135498	-0.014114694		
3	0.000000000	0.000125623	-0.012830945		
4	0.000000000	0.000132727	-0.013754459		
5	0.000000000	0.000135498	-0.014114694		
6	0.000000000	0.000125623	-0.012830945		

**ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0]  
N.Bracci staffe: 2  
Area staffe/m : 22.6 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm <sup>2</sup> /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	33424	367986	244951	123.0	100.0	21.80°	1.025	3.1
2	S	4250	363274	244951	123.0	100.0	21.80°	1.012	0.4
3	S	44069	367986	244951	123.0	100.0	21.80°	1.025	4.1
4	S	26495	364528	244951	123.0	100.0	21.80°	1.015	2.4
5	S	20657	363274	244951	123.0	100.0	21.80°	1.012	1.9
6	S	33424	367986	244951	123.0	100.0	21.80°	1.025	3.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	37.7	0.0	130.0	-757	93.0	7.0	3021	181	0.193	0.047
2	S	17.1	0.0	130.0	-267	93.0	7.0	3021	179	0.186	0.016
3	S	32.9	0.0	130.0	-640	16.6	7.0	3021	181	0.192	0.039
4	S	26.6	0.0	130.0	-495	83.4	7.0	3021	181	0.191	0.030
5	S	32.3	0.0	130.0	-635	93.0	7.0	3021	181	0.192	0.039
6	S	37.7	0.0	130.0	-754	93.0	7.0	3021	181	0.193	0.047

- $\sigma_c = 3.77 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 75.4 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ N/mm}^2$
- $w_1 = 0.047 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$