

**LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO**

**VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO**

**1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Inecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>CONSORZIO UNING</p> <p>Società designata: GA&amp;M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>	<p>DOTT. GEOL. DANILO GALLO</p> <p>Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Valerio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

**HG04**

**H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI**

**HG - CV17 - CAVALCAVIA SP. N. 183**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

LO203      E      1801

NOME FILE

HG04\_P03CV17STRRE03\_B.PDF

REVISIONE

B

SCALA:

-

CODICE ELAB.

P03CV17STRRE03

C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-01-ATF-RA-00001	MARZO 2019	ING. STEFANIA RUGGIERI	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	SETTEMBRE 2018	ING. STEFANIA RUGGIERI	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Sommario

<b>1. PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>3. MATERIALI</b>	<b>6</b>
<b>3.1 CALCESTRUZZO</b>	<b>6</b>
<b>3.2 ACCIAIO</b>	<b>13</b>
<b>4. PARAMETRI GEOTECNICI</b>	<b>14</b>
<b>4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI</b>	<b>17</b>
<b>5. AZIONE SISMICA</b>	<b>17</b>
<b>6. SPALLA</b>	<b>22</b>
<b>6.1 DATI DI PROGETTO</b>	<b>22</b>
6.1.1 CARICHI MOBILI	22
6.1.2 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (G3_WOOD)	23
6.1.2 AZIONE DA FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA (Q3_PARAGHIAIA)	24
<b>6.2 INPUT DI CALCOLO</b>	<b>25</b>
6.2.1 REAZIONI IMPALCATO	26
<b>6.3 APPROCCIO 2</b>	<b>26</b>
6.3.1 SOLLECITAZIONI SULLA SPALLA	26
6.3.2 RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME	38
<b>6.4 VERIFICA ARMATURA PARAGHIAIA</b>	<b>40</b>
<b>6.5 VERIFICA ARMATURA MURO FRONTALE</b>	<b>44</b>
<b>6.6 VERIFICA ARMATURA BAGGIOLO</b>	<b>49</b>
<b>6.7 VERIFICA ARMATURA RITEGNO TRASVERSALE</b>	<b>50</b>
<b>7. MURO ANDATORE</b>	<b>52</b>
<b>7.1 SEZIONE DI SPICCATO SP.120CM</b>	<b>52</b>
7.1.1 VERIFICA ARMATURA VERTICALE	54
7.1.2 VERIFICA ARMATURA ORIZZONTALE	59
<b>7.2 SEZIONE SP.60CM</b>	<b>62</b>
<b>8. FONDAZIONE</b>	<b>66</b>
<b>8.1 ARMATURA TRASVERSALE</b>	<b>66</b>
<b>8.2 PUNZONAMENTO</b>	<b>74</b>
<b>9. PALI</b>	<b>75</b>
<b>10. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE</b>	<b>76</b>
<b>10.1 ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC</b>	<b>77</b>
<b>1. SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P</b>	<b>100</b>

## 1. PREMESSA

Si considera un'opera di scavalco da realizzarsi nell'ambito dei lavori per il collegamento tra la S.S.11 a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, tratto Albairate – Ozzero. Il ponte copre una luce di calcolo uguale a 24.2m

La sede stradale della carreggiata ha una larghezza compresa tra 8.60 e 8.80 m circa; separata da un cordolo centrale di 0.75m vi è una pista ciclabile di 3.0m di larghezza. Lato ciglio stradale è presente un cordolo della larghezza di 1.25 m, lato pista di 0.50m. A questi cordoli sono ancorati, a mezzo di tirafondi, le barriere metalliche bordo ponte in acciaio e le reti metalliche di protezione.

L'impalcato è realizzato con 5 travi prefabbricate a cassone tipo V120, poste ad interasse 2.50 m. Le travi, calcolate in semplice appoggio, sono caratterizzate da un'altezza di 1.20 m e una luce di calcolo 24.20 m, vengono solidarizzate in opera con una soletta collaborante dello spessore di 0.25 m, traversi in testata e due in campata dello spessore di 0.40 m.

Il peso della soletta e dei sovraccarichi permanenti si suddivide tra le varie travi proporzionalmente alle rispettive larghezze di soletta collaborante.

I carichi accidentali sono quelli previsti dal regolamento per ponti stradali D.M. 17 gennaio 2018; essi si ripartiscono fra le travi mediante il metodo di Massonnet-Guyon, i cui parametri flessionale e torsionale sono calcolati facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo di una trave interna, con la rispettiva soletta collaborante.

Le verifiche di stabilità si svolgono sulla trave che risulta complessivamente più sollecitata; le armature così determinate vengono estese a tutte le travi dell'impalcato.

Si tiene conto della diversa classe di calcestruzzo fra trave e soletta, tramite un coefficiente d'omogeneizzazione pari al rapporto tra i rispettivi moduli elastici convenzionali di regolamento.

Le cadute di tensione nell'armatura di precompressione si scontano in parte sulla trave isolata e in parte sulla sezione composta, nelle proporzioni indicate in seguito in sede di verifica tensionale.

Alla sezione d'appoggio, in mancanza di sufficiente lunghezza d'ancoraggio dei trefoli, la verifica a taglio viene condotta in regime di c.a. ordinario.

Si assumono positivi i momenti che tendono le fibre inferiori delle travi e della soletta e le forze di compressione; per quanto riguarda le tensioni sono positive le compressioni.

Le ascisse che individuano le varie sezioni verificate hanno origine nell'asse appoggi.

L'impalcato è sostenuto alle estremità da 2 spalle, costituite da elementi monolitici in c.a.. Le spalle sono costituite da una elevazione principale dello spessore 1.20 m e da una zattera di fondazione rettangolare delle dimensioni spessore di 1.50m.

Le strutture di fondazione del ponte saranno del tipo profondo realizzate mediante pali trivellati di grosso diametro, collegati alla zattera di fondazione.

Si consultino per maggior chiarezza gli elaborati grafici di progetto: planimetria e profilo longitudinale dell'opera.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture da ponte stradale soggetto alle azioni da traffico come previsto dalle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018".

Nella presente relazione si riporta il calcolo di verifica delle sottostrutture. Per la verifica dell'impalcato si rimanda alla relazione specifica.

Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Abbiategrasso (MI).

Il sistema strutturale scelto è quello delle travi continue in sezione in c.a.p., con traversi di collegamento in testata e in campata. Le travi sono appoggiate su spalle mediante dispositivi di vincolo tradizionali.

La costruzione del cavalcavia avverrà in linea di massima seguendo le fasi costruttive descritte nel seguito. Saranno in primo luogo fabbricate le sottostrutture a sostegno dell'impalcato. Le spalle

laterali a sostegno dell'impalcato sono gettate in opera, con paraghiaia spesso 30 cm e di altezza variabile a causa dell'inclinazione trasversale del profilo stradale. Le spalle sono completate dai muri andatori e dal plinto di fondazione, sostenuto da un gruppo di pali  $\phi$  1000. I pali sono situati ad interasse di 3.0 m. Si disporranno quindi gli apparecchi di appoggio in acciaio-teflon, per mezzo dei quali le travi sono appoggiate alle sottostrutture. La posizione degli appoggi consente di ottenere la pendenza trasversale della soletta. Le travi prefabbricate saranno disposte in sede con l'ausilio di gru; quindi sar  gettata una soletta di cemento armato ordinario, di spessore 25 cm, realizzata mediante getto su predalles tralicciate che fungono da cassero perso.

La costruzione   ultimata disponendo le opere di finitura stradali, tra cui la pavimentazione di spessore 10 cm, l'eventuale ricarica e le barriere di protezione e i cordoli.

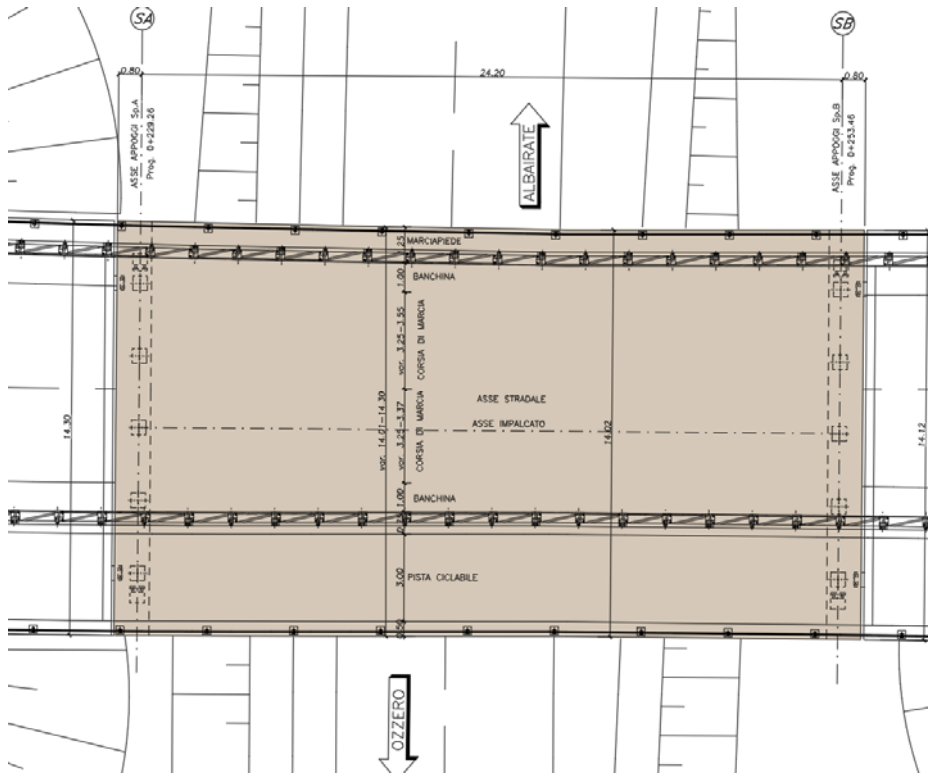


Figura 1: Pianta impalcato

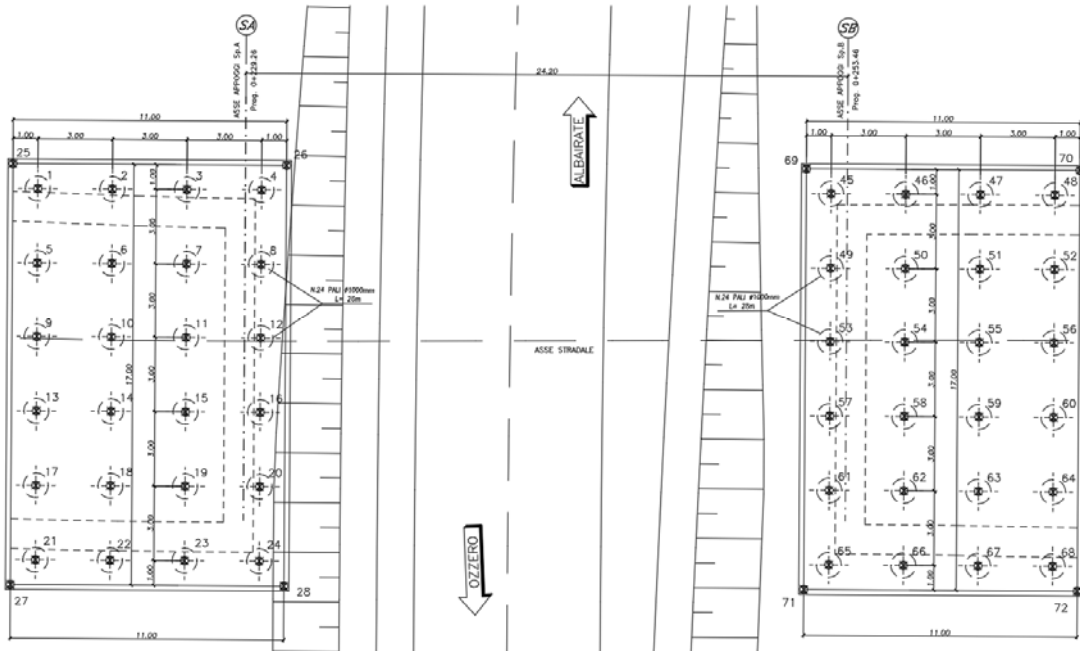


Figura 2: Pianta fondazioni

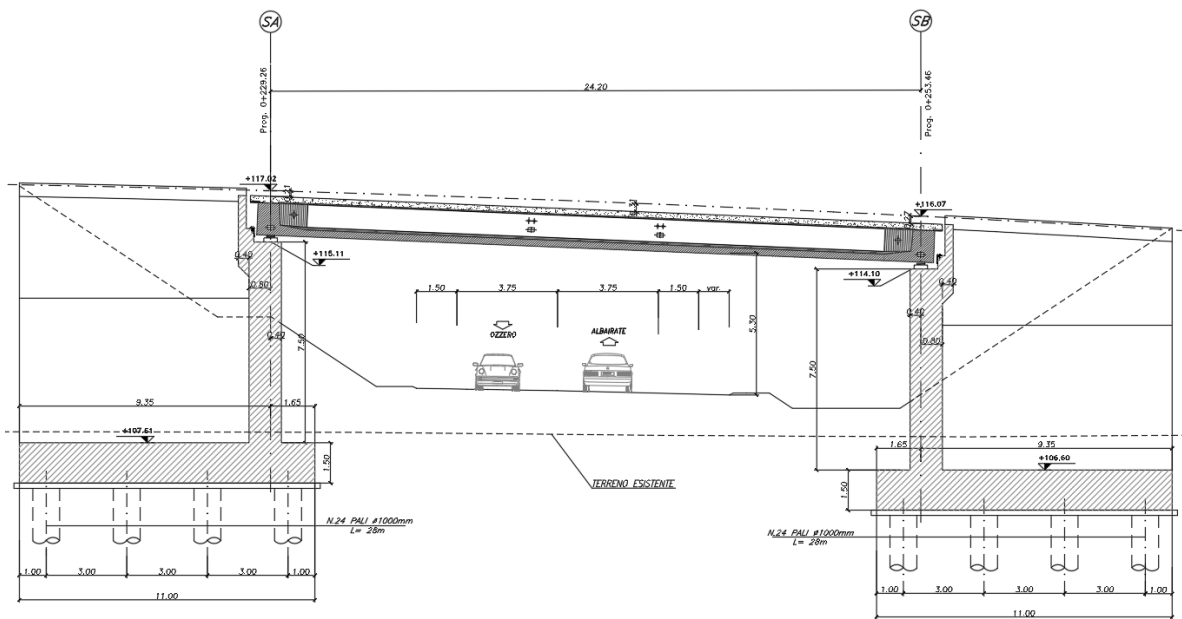


Figura 3: Profilo longitudinale

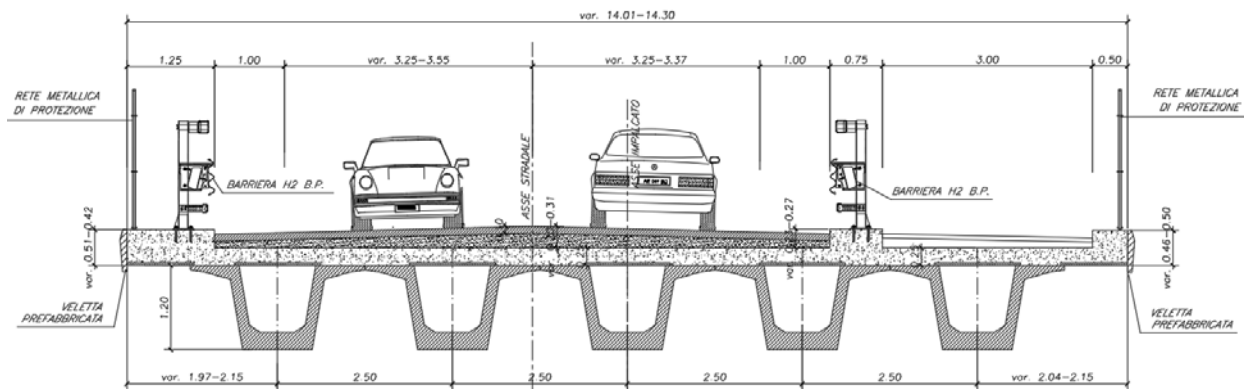


Figura 4: Sezione trasversale

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: “Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206:2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI ENV 197 Parte 1a: “Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.
- UNI EN 197-1 giugno 2011: “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”.
- UNI EN 11104:2016: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1”.

Ulteriori riferimenti normativi

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

### 3. MATERIALI

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

#### 3.1 CALCESTRUZZO

##### Magroni:

Classe di resistenza:	C12/15		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		X0	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		150	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	

##### Pali di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32,9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,07	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3,33	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14,1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11,21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		60	mm
Rapporto A/C		0,6	

Plinti di fondazione spalle e muri

Classe di resistenza:	C28/35		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	37,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,40	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3,69	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	16,5	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,32	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	29,1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1,98	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	17,43	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13,07	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0,55	



Predalles:

Classe di resistenza:	C40/50		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	50	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	41,5	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	49,5	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,60	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4,32	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	35547	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,52	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,67	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	23,5	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,68	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	41,5	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,52	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	24,90	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	18,68	$N/mm^2$
Classe di esposizione	XC4+XD1		
Classe di consistenza slump:	S4		
Contenuto minimo di cemento:	340 $daN/m^3$		
Massima dimensione aggregato	16 mm		
Copriferro	40 mm		
Rapporto A/C	0,5		

Elevazioni spalle, muri, paraghiaia

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,03	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18,8	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4+XD1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		360	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0,45	

Soletta per impalcati:

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,03	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18,8	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4/XF2/XF4*	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		360	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro estradosso		55	mm
Rapporto A/C		0,45	

Baggioli:

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,03	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18,8	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC3/XF1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0,5	

Calcestruzzo per travi in c.a.p.

Classe di resistenza:	C45/55	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	45,65 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	53,65 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,83 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4,60 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	36416 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,68 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,98 N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	25,9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,79 N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	45,7 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,68 N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	27,39 N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	20,54 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XC2/XA1	
Classe di consistenza slump:	S4	
Contenuto minimo di cemento:	350	daN/m <sup>3</sup>
Massima dimensione aggregato	20	mm
Copriferro arm. Ord.	30	mm
Copriferro arm. Pretesa	50	mm
Rapporto A/C	0,5	

### 3.2 ACCIAIO

#### Acciaio per cemento armato:

##### **Acciaio per cemento armato**

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm <sup>2</sup>

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{v, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$	10.0
$(f_v/f_{v, nom})_k$	$< 1.35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$\geq 7.5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 $\phi$	
12 ≤ $\phi$ ≤ 16 mm	5 $\phi$	
per 16 < $\phi$ ≤ 25 mm	8 $\phi$	
per 25 < $\phi$ ≤ 40 mm	10 $\phi$	

#### Acciaio per armatura da precompressione:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} > 1860$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all'1%	$f_{p(1)k} > 1670$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione di tesatura trefoli	$ss_{pi} = 1425$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4. PARAMETRI GEOTECNICI

Sotto il profilo geotecnico non si osservano grandi differenze di comportamento fra gli strati sabbioso-ghiaiosi e quelli ghiaioso-sabbiosi, per cui si ritiene di poter raggruppare i terreni indagati in due sole unità geotecniche principali più una aggiuntiva occasionale:

**UNITA' Ug1** – terreni a grana grossa (ghiaia e sabbia, sabbie ghiaiose, ecc.) (G3)

**UNITA' Ug2** – terreni a grana medio-fine (limo sabbioso / sabbia limosa) (S1+S2)

**UNITA' Ug3** – terreni a grana fine (limi argillosi) (L5)

Per quanto riguarda i parametri geotecnici generali, essi sono riportati nella tabella seguente:

	DR	$\gamma_t$	$\Phi'$	$c'$	LL	Cu	E
	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(%)	(kPa)	(MPa)
Unità Ug1	40-70	18.5-19.5	28°-38°	0	---	0	20-40
Unità Ug2	---	18-20	26°-35°	0	26-36	0	20-40
Unità Ug3		18-19	20°-30°	0	26-34	15-30	21-32

Rispetto alle due unità geotecniche principali (Ug1 e Ug2) è stata inserita anche l'Unità Ug3 (=L5), presente solo in alcune zone della tratta C, per un'estensione planimetrica ridotta e con spessori generalmente ridotti, intorno ad 1-2 m.

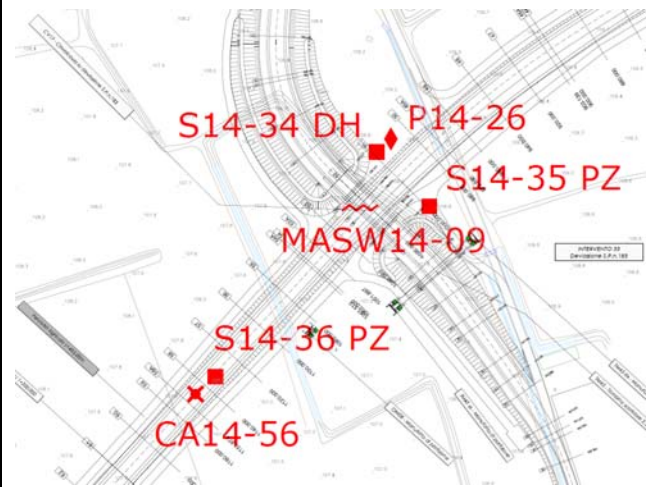
Per l'opera in esame, la stratigrafia di progetto è stata desunta dai sondaggi S14-34DH e S14-35PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 6.20 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1(G3) corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 6.20 m a 26 m è stata assunta l'unità litostrafica Ug2(S2), corrispondente a terreni a grana medio-fine. Segue da 26 m in giù l'unità litostrafica Ug2(S1).

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBOLOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA
			tipo	num	PROF	
1	-0.30					Terreno vegetale
2						
3						
4						Sabbia da grossa a fine con ghiaia grigio marrone
5						
6	6.20					
7	7.10					Sabbia medio fine limosa marrone
8	8.50		RI	1	8-8.40	Limo con sabbia da grossa a fine marrone rossastro
9						
10						
11						Sabbia medio fine limosa con sporadica ghiaia da grigio marrone a marrone giallastra
12						
13	13.00					
14						Sabbia medio grossa marrone giallastra
15	15.00					
16						
17						Sabbia medio fine limosa grigio marrone
18						
19			RI	2	19.6-20.00	
20	20.00					
21						Sabbia da grossa a fine marrone giallastra
22	22.60					
23						Sabbia medio fine limosa grigio marrone
24	24.60					
25						Sabbia da grossa a fine marrone rossastra
26	26.00					
27						
28			RI	3	28.6-29.00	
29						
30						Sabbia da grossa a fine limosa da grigio marrone a grigio verde
31						
32						
33						
34	35.00					

Ug1(G3): 0-6.2 m

Ug2(S2/S1): 6.2-35



CA 15-56

S14-34DH: 35 m

S14-35Pz: 35 m

S14-36 Pz: 20 m

P14-26: 15 m

MASW14-09: 30 m

In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 5.29 m dal piano campagna.

Nelle verifiche si considererà la falda a -1m da p.c.



Ai fini delle verifiche dei pali si terrà conto che il numero delle verticali indagate fino alla profondità di lunghezza dei pali stessi è pari a 2 e che

$$N_{\text{sptmedio}} = 15 \text{colpi}/30 \text{cm}$$

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI								
UNITA'	D <sub>R</sub> (%)	γ <sub>t</sub> (kN/mc)	Φ'	Φ'op	LL (%)	cu (kPa)	E (MPa)	Eop
Ug1 (G3)	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	30° ÷ 38°	35°			26 ÷ 38	32
Ug2 (S2/S1)	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	34°	26 ÷ 36		32 ÷ 38	34

I valori di progetto di Φ' e E sono indicati con Φ'op e Eop

Dato che la quota di imposta dei pali (q.i.p.) si trova a circa -2.0m da p.c. la stratigrafia di progetto deve essere impostata come segue:

STRATO 1 - sino a 4 m sotto la q.i.p.

Ghiaia con sabbia

Angolo di attrito interno: 35°

Peso specifico: 19.5 kN/m<sup>3</sup>.

STRATO 2 - sino a 35 m sotto la q.i.p.

Sabbia

Angolo di attrito interno: 34°

Peso specifico: 19.0 kN/m<sup>3</sup>.

Nelle verifiche si considererà la falda a -1m da p.c.

Ai fini delle verifiche dei pali si terrà conto che il numero delle verticali indagate fino alla profondità di lunghezza dei pali stessi è pari a 2 e che

$$N_{\text{sptmedio}} = 15 \text{colpi}/30 \text{cm}$$

#### 4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI

Lo scavo avviene a cielo aperto con pendenza 1:1.

Il terreno di ritombamento dell'opera a tergo delle spalle dovrà avere un angolo d'attrito minimo di  $37^\circ$  e un  $\gamma=20\text{kN/mc}$ .

### 5. AZIONE SISMICA

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

#### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale  $VN > 50$  anni.

#### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe **IV**: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

#### Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $VR$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $VN$  per il coefficiente d'uso  $CU$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a **2** per la classe d'uso IV,  $VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$

#### Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad  $a_g$  il valore previsto da pericolosità sismica.  $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati. per individuare infine. a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili. le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare. come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = -1898$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno  $T_R$ . L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è adimensionale.  $T_C^*$  è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di Abbiategrasso.

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo                    C  
 Categoria topografica                    T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico  $\psi_E = 0.2$

q            Coefficiente di struttura  
 η            1/q

- $a_g$  Accelerazione orizzontale massima al sito
- $T_c^*$  Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- $F_0$  Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 
 LATITUDINE:

---

Ricerca per comune

REGIONE: 
 PROVINCIA: 
 COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

- Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

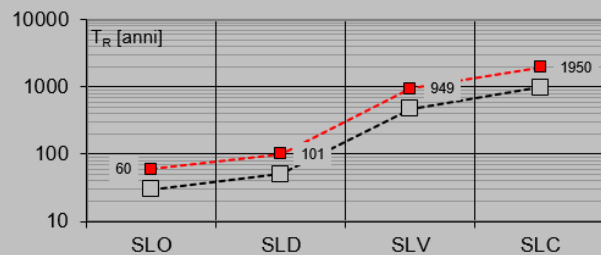
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato  info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_S =$

$C_c =$   info

$h/H =$

$S_T =$   info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)

$\eta =$   info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$

Regol. in altezza  info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

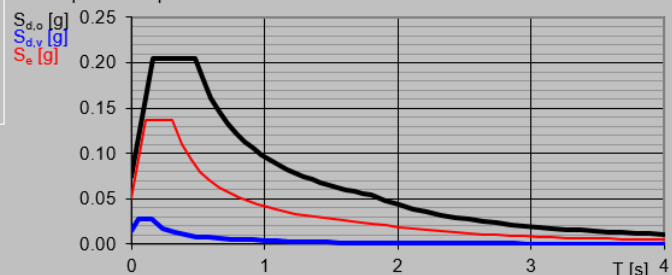
Fattore  $q$

$\eta =$   info

### Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

### Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.050 g
$F_a$	2.730
$T_c$	0.304 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.556
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.157 s
$T_C$	0.472 s
$T_D$	1.800 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + 5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.075
$T_B$	0.157	0.205
$T_C$	0.472	0.205
	0.536	0.180
	0.599	0.161
	0.662	0.146
	0.725	0.133
	0.788	0.123
	0.852	0.113
	0.915	0.106
	0.978	0.099
	1.041	0.093
	1.105	0.088
	1.168	0.083
	1.231	0.079
	1.294	0.075
	1.357	0.071
	1.421	0.068
	1.484	0.065
	1.547	0.062
	1.610	0.060
	1.673	0.058
	1.737	0.056
$T_D$	1.800	0.054
	1.905	0.048
	2.009	0.043
	2.114	0.039
	2.219	0.035
	2.324	0.032
	2.428	0.030
	2.533	0.027
	2.638	0.025
	2.743	0.023
	2.848	0.021
	2.952	0.020
	3.057	0.019
	3.162	0.017
	3.267	0.016
	3.371	0.015
	3.476	0.014
	3.581	0.014
	3.686	0.013
	3.790	0.012
	3.895	0.011
	4.000	0.011

## 6. SPALLA

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata tramite uno specifico modulo di calcolo, implementato tramite foglio elettronico, relativamente al quale vengono presentati i dati di input e le computazioni intermedie.

Le azioni elementari vengono combinate con i relativi coefficienti moltiplicativi in funzione della disposizione di carico e del gruppo di appartenenza, secondo le verifiche agli Stati Limite previste dal DM 17/01/2018. In seguito si riportano sia le tabelle di combinazione sia la tabella riepilogativa complessiva delle sollecitazioni.

In fase sismica si considera un contributo del carico accidentale pari al 20%,  $q=1$  e l'analisi è del tipo statica equivalente.

Le azioni per il dimensionamento delle fondazioni, le sollecitazioni in fondazione sono state determinate mediante gli scarichi dell'impalcato, di cui alla relazione specifica.

Le verifiche vengono effettuate per le seguenti condizioni elementari di carico, dei quali si riportano, a fianco, i relativi coefficienti di combinazione e partecipazione.

Si verifica la spalla che per caratteristiche geometriche e di tipologia appoggi risulta più sollecitata, ovvero la spalla con gli appoggi fissi, che nel caso presente è la **Spalla A**, sull'altra spalla saranno applicate, a favore di sicurezza, le medesime considerazioni.

### 6.1 DATI DI PROGETTO

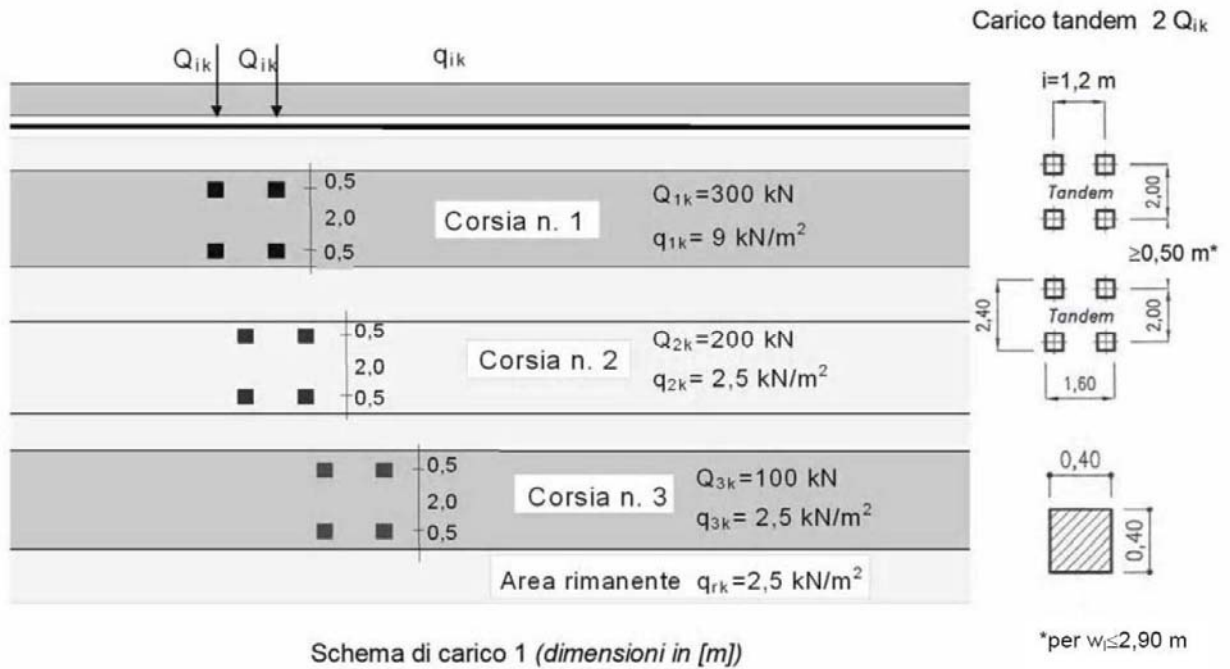
L'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale del viadotto, l'asse Z è verticale e diretto verso l'alto, l'asse Y è tale da formare con gli altri due assi una terna cartesiana destrorsa.

Nelle tabelle e figure successive si riportano i seguenti dati :

- caratteristiche geometriche della struttura
- sezione spiccato
- sollecitazioni indotte dall'impalcato per le varie stese di carico analizzate
- azioni elementari
- carichi elementari permanenti, variabili ed indotti , nelle condizioni di carico previste
- combinazioni di carico in esercizio
- riepilogo delle sollecitazioni all'intradosso del plinto

#### 6.1.1 CARICHI MOBILI

Secondo la normativa, si considerano agenti colonne di carico con il seguente schema:



Il carico verticale distribuito è dato dalla somma del carico di  $9 \text{ kN/m}^2$ , che secondo la normativa deve essere distribuito su tutta la colonna, più il carico equivalente al mezzo da  $600 \text{ kN}$ . Questo valore equivalente si calcola partendo da una zona di applicazione del carico di forma rettangolare con lati  $2.2 \text{ m}$  e  $3 \text{ m}$ . L'area di distribuzione del carico si amplia secondo un angolo di diffusione di  $30^\circ$ . Ad ogni quota di affondamento corrisponde una differente area di diffusione ed un diverso carico distribuito. Il valore equivalente è dato dalla media del carico distribuito sull'altezza della parete. Per esempio, svolgendo i calcoli per un muro di  $9.30 \text{ m}$ , si può ottenere il valore di un carico uniforme equivalente di:

$$q_{acc \text{ sp}} = 32.50 \text{ kN/m}^2$$

ai quali si aggiunge il carico di  $9 \text{ kN/m}^2$  di cui sopra.

### 6.1.2 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (G3\_WOOD)

La sovraspinta sismica del terreno a tergo dell'opera è modellata con il metodo di Wood (1973). Tale metodo si basa sull'ipotesi che la parete interrata sia soggetta a deformazioni limitate, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che durante il sisma.

La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma^* \cdot H^2$$

dove:

$a_g/g$  è l'accelerazione di progetto attesa al sito;

$S$  è il coefficiente di sottosuolo;

$\gamma^*$  è il peso specifico del terreno (definito di seguito);

$H$  è l'altezza del muro.



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

$$p = \frac{a_g}{g} \cdot S\gamma^* \cdot H$$

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

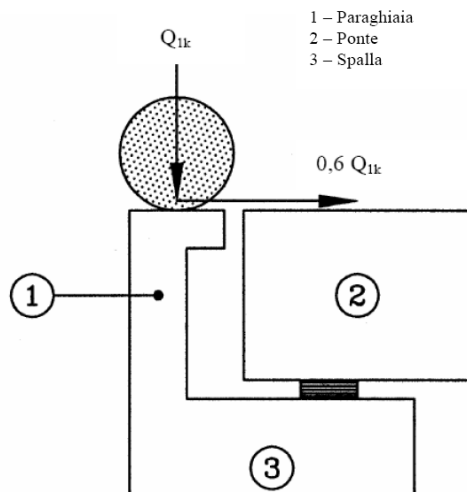
$$F_{iH} = k_h \cdot W$$

dove  $W$  è il peso degli elementi e dei sovraccarichi permanenti portati e va applicata nel baricentro dei pesi.

Per i dettagli relativi ai parametri sismici quali vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'opera in oggetto si rimanda alla relazione di impalcato.

### 6.1.2 AZIONE DA FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA (Q3\_PARAGHIAIA)

Per la verifica locale del muro paraghiaia si considera un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q1k. Essendo il ponte di 1a categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.



## 6.2 INPUT DI CALCOLO

Generali		
Peso cls	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso terreno	20	kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico accidentale sul rilevato	41.5	kN/m <sup>2</sup>
Altezza appoggio + baggio	0.30	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	9.30	m
Paragliaia		
Altezza	1.87	m
Lunghezza lungo asse X	0.3	m
Lunghezza lungo asse Y	12.55	m
Coordinata X del baricentro	2.80	m
Muro frontale		
Altezza	7.50	m
Lunghezza lungo asse X	1.20	m
Lunghezza lungo asse Y	12.55	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	3.65	m
Coordinata X del baricentro rispetto paragliaia	0.85	m
Plinto		
Altezza	1.50	m
Lunghezza lungo asse X	11.00	m
Lunghezza lungo asse Y	17.00	m
Mensola anteriore plinto	1.25	m
Spessore ricoprimento medio	0.50	m
Muro andatore		
Altezza	9.60	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	1.20	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	8.55	m
Coordinata X del baricentro	-0.60	m
Pavimentazione		
Largh trasv imp	14.30	m
Terreno		
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )	37	°
Coefficiente per il calcolo della spinta attiva	▼ Ko = 0.398	▼
tangente ( $\varphi$ )	0.7536	
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ ) M2	31.08	°
Coefficiente per il calcolo della spinta attiva M2	▼ Ko = 0.484	▼
Incremento di spinta sismico M2	0.271	
Sisma		
S <sub>h</sub> (fatt. che tiene conto del profilo stratigrafico)	1.00	
S <sub>v</sub>	1.00	
S <sub>e</sub> (valore di PGA)	0.075	
Coefficiente riduttivo	1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	0.075	
Incremento di spinta sismico	0.271	

## 6.2.1 REAZIONI IMPALCATO

Appoggio	Descrizione carico	A			B			C			D			E			
		FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	
	Peso proprio+permanenti	$g_1+g_2$	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0	709	0	0
	C. Mobili disposiz. A - Max	$q_{1a}$	676	0	0	529	0	0	386	0	0	253	0	0	132	0	0
	Frenata	$q_3$	0	85	0	0	85	0	0	85	0	0	85	0	0	85	0
	Vento a ponte scarico	$q_5$	0	0	0	0	0	20	0	0	20	0	0	20	0	0	0
	Vento a ponte carico	$q_5$	0	0	0	0	0	30	0	0	30	0	0	30	0	0	0
	Sisma longitudinale	$q_6$	0	126	0	0	107	0	0	101	0	0	98	0	0	108	0
	Sisma trasversale	$q_6$	0	0	0	0	0	90	0	0	90	0	0	90	0	0	0
	Sisma verticale	$q_6$	34	0	0	29	0	0	27	0	0	26	0	0	28	0	0
	Attrito dei vincoli	$q_7$	0	39	0	0	33	0	0	32	0	0	32	0	0	35	0

Convenzioni adottate: asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;  
 asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;  
 asse Z è verticale e diretto verso l'alto.

Posizione baggioli (asse y)	-5	-2.5	0	2.5	5
Distanza asse baggioli- asse muro frontale	-0.2	m			
Distanza asse baggioli - baricentro plinto	3.85	m			

## 6.3 APPROCCIO 2

### 6.3.1 SOLLECITAZIONI SULLA SPALLA

Per i parametri dei terreni si adottano i seguenti coefficienti parziali:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_m$	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00
Coefficiente efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00

## SPICCATO MURO FRONTALE

### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	176.01	0.00	0.00	-0.45		8.44	0.00	-79.21
Muro frontale	g1	2823.75	0.00	0.00			3.75	0.00	0.00
		<b>2999.76</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>				<b>0.00</b>	<b>-79.21</b>
Rinterro	g3	0.00	4387.41	0.00			3.12	0.00	13703.33
Sovr. acc. sul rilevato		0.00	1943.19	0.00			4.69	0.00	9103.87

### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		13.20		-0.45	0.00	8.44	0.00	111.35
Muro frontale	q6		211.78		0.00	0.00	3.75	0.00	794.18
Rinterro	q6		6040.18		0.00	0.00	4.69	0.00	21446.59
Sovr. acc. sul rilevato			388.64				4.69	0.00	1820.77
			<b>6653.80</b>					<b>0.00</b>	<b>24172.89</b>

cond sismica y

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			13.20	-0.45	0.00	8.44	111.35	0.00
Muro frontale	q6			211.78	0.00	0.00	3.75	794.18	0.00
Rinterro	q6			176.39	0.00	0.00	4.69	826.39	0.00
				<b>401.37</b>				<b>1731.92</b>	<b>0.00</b>

cond sismica vert

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	6.60			-0.45	0.00	8.44	0.00	-2.97
Muro frontale	q6	105.89			0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
		<b>112.49</b>						<b>0.00</b>	<b>-2.97</b>

**FONDAZIONE**

**AZIONI SU SPALLA [kN,m]**

cond statica

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	176.01			3.20		9.94	0.00	563.24
Muro frontale	g1	2823.75			3.65		5.25	0.00	10306.69
Plinto	g1	7012.50			0.00		0.75	0.00	0.00
Muri andatori	g1	2462.40			-0.60		6.30	0.00	-1477.44
		<b>12474.66</b>						<b>0.00</b>	<b>9392.49</b>
Rinterro	g3	20602.08			-0.60		5.55	0.00	-12361.25
Ricop. Plinto	g3	646.38			0.60		1.75	0.00	387.83
Sovr. acc. sul rilevato		5074.00			-0.60		5.55	0.00	-3044.40
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		7033.72				3.62	0.00	25485.52
Sovr. acc. sul rilevato			2568.61				5.44	0.00	13960.41

**AZIONI SU SPALLA [kN,m]**

cond sismica x

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		13.20		3.20	0.00	9.94	0.00	131.15
Muro frontale	q6		211.78		3.65	0.00	5.25	0.00	1111.85
Plinto	q6		525.94		0.00	0.00	0.75	0.00	394.45
Muri andatori	q6		184.68		-0.60	0.00	6.30	0.00	1163.48
Rinterro	q6		9258.02		-0.60	0.00	5.55	0.00	37830.40
Sovr. acc. sul rilevato		1014.80	513.72		-0.60		5.55	0.00	1946.89
			<b>10707.35</b>						<b>42578.23</b>

cond sismica y

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			13.20	3.20	0.00	9.94	131.15	0.00
Muro frontale	q6			211.78	3.65	0.00	5.25	1111.85	0.00
Plinto	q6			525.94	0.00	0.00	0.75	394.45	0.00
Muri andatori	q6			184.68	-0.60	0.00	6.30	1163.48	0.00
Rinterro	q6			1545.16	-0.60	0.00	5.55	8575.62	0.00
Sovr. acc. sul rilevato		1014.80		513.72	-0.60		5.55	2851.16	-608.88
				<b>2994.48</b>				<b>14227.72</b>	<b>-608.88</b>

cond sismica vert

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	6.60			3.20	0.00	9.94	0.00	21.12
Muro frontale	q6	105.89			3.65	0.00	5.25	0.00	386.50
Plinto	q6	262.97			0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
Muri andatori	q6	92.34			-0.60	0.00	6.30	0.00	-55.40
Rinterro	q6	772.58			-0.60	0.00	5.55	0.00	-463.55
Ricop. Plinto	q6	24.24			0.60	0.00	1.75	0.00	14.54
		<b>1264.62</b>						<b>0.00</b>	<b>-96.78</b>

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

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



CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE						
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	
Vento a ponte scarico	7692	20138	-5087	6253	90	
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	10181	37417	-15152	8360	81	
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	10181	37417	-15152	8360	81	
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	9559	39819	-12628	8819	81	
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	9559	39819	-12628	8819	81	
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	9559	35476	-12628	8360	81	
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	9559	35476	-12628	8360	81	
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	7692	33994	-5054	8819	81	
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	7692	33994	-5054	8819	81	
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	7692	33994	-5054	8819	81	
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	7692	33994	-5054	8819	81	
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	7692	33994	-5054	8819	81	
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	7692	33994	-5054	8819	81	
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	7692	29651	-5054	8360	81	
Sisma X Nmax+	6135	38896	-4696	9321	202	
Sisma Z Nmax+	6294	19346	-4849	4361	202	
Sisma Y Nmax+	6135	19364	-1894	4361	672	
Sisma X Nmax-	5998	38911	-4565	9321	202	
Sisma Z Nmax-	5839	19398	-4411	4361	202	
Sisma Y Nmax-	5998	19380	-1763	4361	672	

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	
Vento a ponte scarico	238	147	0	236	0	
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	238	637	0	759	0	
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	238	637	0	759	0	
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	643	969	0	872	0	
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	643	969	0	872	0	
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	238	514	0	629	0	
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	238	514	0	629	0	
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	643	601	0	479	0	
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	643	601	0	479	0	
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	643	601	0	479	0	
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	643	601	0	479	0	
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	643	601	0	479	0	
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	643	601	0	479	0	
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	238	147	0	236	0	
Sisma X Nmax+	178	328	4	409	4	
Sisma Z Nmax+	183	149	4	177	4	
Sisma Y Nmax+	178	149	12	177	13	
Sisma X Nmax-	174	328	4	409	4	
Sisma Z Nmax-	169	149	4	177	4	
Sisma Y Nmax-	174	149	12	177	13	



Combinazioni di carico SLerare

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga	cod. Vincolari	Ritiro	Var. termiche	Viscosità	C. mobili	Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincolari
Vento a ponte scarico	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60		1.00				1.00
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.60
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.60
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	1.00	0.60
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	1.00	0.60
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.60
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.60
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.60
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.60
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.60
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.60

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]
Vento a ponte scarico	773	39	0	660	33	30	635	32	30	630	32	30
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	1449	39	0	1189	33	18	1021	32	18	883	32	18
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	1449	39	0	1189	33	18	1021	32	18	883	32	18
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	1280	124	0	1057	33	38	925	32	38	820	32	38
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	1280	124	0	1057	33	38	925	32	38	820	32	38
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	1280	39	0	1057	33	18	925	32	18	820	32	18
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	1280	39	0	1057	33	18	925	32	18	820	32	18
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	773	124	0	660	33	38	635	32	38	630	32	38
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	773	124	0	660	33	38	635	32	38	630	32	38
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	773	124	0	660	33	38	635	32	38	630	32	38
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	773	124	0	660	33	38	635	32	38	630	32	38
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	773	124	0	660	33	38	635	32	38	630	32	38
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	773	124	0	660	33	38	635	32	38	630	32	38
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18

**SLerare**

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
COMB DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	5698	14636	492	4522	90
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	7542	29861	-3273	6466	54
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	7542	29861	-3273	6466	54
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	7081	27360	-1971	6551	114
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	7081	27360	-1971	6551	114
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	7081	26055	-2421	6466	54
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	7081	26055	-2421	6466	54
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	5698	15941	587	6551	114
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	5698	15941	587	6551	114
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	5698	15941	587	6551	114
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	5698	15941	587	6551	114
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	5698	15941	587	6551	114
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	5698	15941	587	6551	114
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	5698	14636	137	6466	54

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA					
COMB DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	176	472	0	563	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	176	472	0	563	0
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	476	717	0	646	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	476	717	0	646	0
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	176	381	0	466	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	176	381	0	466	0
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	476	446	0	355	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	476	446	0	355	0
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	476	446	0	355	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	476	446	0	355	0
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	476	446	0	355	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	476	446	0	355	0
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
	0	0	0	0	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE					
COMB DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Vento a ponte scarico	36421	7169	90	654	24159
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	43339	9737	54	-3176	41197
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	43339	9737	54	-3176	41197
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	42878	9822	114	-1765	41124
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	42878	9822	114	-1765	41124
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	42878	9737	54	-2323	39666
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	42878	9737	54	-2323	39666
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	41495	9822	114	792	36533
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	41495	9822	114	792	36533
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	41495	9822	114	792	36533
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	41495	9822	114	792	36533
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	41495	9822	114	792	36533
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	41495	9822	114	792	36533
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	41495	9737	54	234	35075

**Combinazioni di carico SLE frequenti**

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		ced. V incoelare	Ritiro	Var. termiche	Viscosità	C. mobili	Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
Vento a ponte scarico	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60			0.60				1.00
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.20	1.00
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20	1.00
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20	1.00

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI**

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]
Vento a ponte scarico	773	39	0	660	33	18	635	32	18	630	32	18
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	1280	39	0	1057	33	6	925	32	6	820	32	6
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	1280	39	0	1057	33	6	925	32	6	820	32	6
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	1280	102	0	1057	33	21	925	32	21	820	32	21
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	1280	102	0	1057	33	21	925	32	21	820	32	21
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	1280	39	0	1057	33	6	925	32	6	820	32	6
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	1280	39	0	1057	33	6	925	32	6	820	32	6
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	773	102	0	660	33	21	635	32	21	630	32	21
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	773	102	0	660	33	21	635	32	21	630	32	21
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	773	102	0	660	33	21	635	32	21	630	32	21
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	773	102	0	660	33	21	635	32	21	630	32	21
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	773	102	0	660	33	21	635	32	21	630	32	21
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	773	102	0	660	33	21	635	32	21	630	32	21
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	773	39	0	660	33	6	635	32	6	630	32	6

SLEfrequenti

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	5698	14636	137	4522	54
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	7081	26055	-2775	5980	18
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	7081	26055	-2775	5980	18
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	7081	27033	-2438	6043	63
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	7081	27033	-2438	6043	63
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	7081	26055	-2775	5980	18
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	7081	26055	-2775	5980	18
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	5698	15614	120	6043	63
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	5698	15614	120	6043	63
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	5698	15614	120	6043	63
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	5698	15614	120	6043	63
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	5698	15614	120	6043	63
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	5698	15614	120	6043	63
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	5698	14636	-218	5980	18

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
Vento a ponte scarico	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	176	381	0	466	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	176	381	0	466	0
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	401	633	0	601	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	401	633	0	601	0
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	176	381	0	466	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	176	381	0	466	0
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	401	361	0	310	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	401	361	0	310	0
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	401	361	0	310	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	401	361	0	310	0
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	401	361	0	310	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	401	361	0	310	0
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
	0	0	0	0	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Vento a ponte scarico	36421	7169	54	234	24159
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	41610	9095	18	-2743	36937
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	41610	9095	18	-2743	36937
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	41610	9159	63	-2324	38031
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	41610	9159	63	-2324	38031
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	41610	9095	18	-2743	36937
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	41610	9095	18	-2743	36937
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	40227	9159	63	233	33439
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	40227	9159	63	233	33439
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	40227	9159	63	233	33439
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	40227	9159	63	233	33439
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	40227	9159	63	233	33439
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	40227	9159	63	233	33439
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	40227	9095	18	-185	32346

**Combinazioni di carico SLE quasi permanenti**

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		cad. V incoerenti	Ritiro	Var. termiche	Viscosità		C. mobili	Frenatura	Vento	Sistema X	Sistema Y	Sistema Z	attrito vincoli
Vento a ponte scarico	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	1.00	1.00	0.00		0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI**

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]	Nz,C [kN]	Tx,C [kN]	Ty,C [kN]	Nz,D [kN]	Tx,D [kN]	Ty,D [kN]
Vento a ponte scarico	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	773	0	0	660	0	0	635	0	0	630	0	0

SLEquasi permanenti

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
SLEqp	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	5698	13624	-395	4387	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
SLEqp	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	176	109	0	175	0
	0	0	0	0	0

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE					
COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Vento a ponte scarico	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	36421	7034	0	-395	22905

6.3.2 RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	643	872	0	0	969
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	643	872	0	0	969
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	238	236	0	0	147
	Mxx <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	238	236	0	0	147
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	643	236	0	0	969
SLU EQU	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	599	872	0	0	969
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	599	872	0	0	969
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	194	236	0	0	147
	Mxx <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	194	236	0	0	147
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	599	236	0	0	969
SISMA	Nz,A <sub>max</sub>	Sisma Z Nmax+	183	177	4	4	149
	Tx,A <sub>max</sub>	Sisma X Nmax+	178	409	4	4	328
	Ty,A <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax+	178	177	13	12	149
	Mxx <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax+	178	177	4	12	149
	Myy <sub>max</sub>	Sisma X Nmax+	178	177	4	4	328
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	10181	8360	81	-15152	37417
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	9559	8819	81	-12628	39819
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	7692	6253	90	-5087	20138
	Mxx <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amin	7692	8360	81	-5054	29651
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	9559	8360	81	-12628	39819
SLU EQU	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	8757	8360	81	-14069	37572
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	8135	8819	81	-11544	39974
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	6268	6253	90	-4004	20293
	Mxx <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amin	6268	8360	81	-3971	29806
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	8135	8360	81	-11544	39974
SISMA	Nz,A <sub>max</sub>	Sisma Z Nmax+	6294	4361	202	-4849	19346
	Tx,A <sub>max</sub>	Sisma X Nmax+	6135	9321	202	-4696	38896
	Ty,A <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax+	6135	4361	672	-1894	19364
	Mxx <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax-	5998	4361	202	-1763	19380
	Myy <sub>max</sub>	Sisma X Nmax-	5998	4361	202	-4565	38911

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE rare	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	476	646	0	0	717
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	476	646	0	0	717
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	176	175	0	0	109
	Mxx <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	176	175	0	0	109
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	476	175	0	0	717
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE rare	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	7542	6466	54	-3273	29861
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	7081	6551	114	-1971	27360
	Ty,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	7081	6551	114	-1971	27360
	Mxx <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amin	5698	6551	114	587	15941
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	7542	6551	114	-3273	29861

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE freq	Gruppo 2a centr. Amax		401	601	0	0	633
	Gruppo 2a centr. Amax		401	601	0	0	633
	Vento a ponte scarico		176	175	0	0	109
	Vento a ponte scarico		176	175	0	0	109
	Gruppo 2a centr. Amax		401	175	0	0	633
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE							
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE freq	Gruppo 1 centr. Amax		7081	5980	18	-2775	26055
	Gruppo 2a centr. Amax		7081	6043	63	-2438	27033
	Gruppo 2a centr. Amax		7081	6043	63	-2438	27033
	Vento a ponte scarico		5698	4522	63	137	14636
	Gruppo 2a centr. Amax		7081	4522	63	-2438	27033

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp		176	175	0	0	109

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp		5698	4387	0	-395	13624



6.4 VERIFICA ARMATURA PARAGHIAIA

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	51	69	0	77
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	51	69	0	77
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	19	19	0	12
	Mxx <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	19	19	0	12
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	51	19	0	77
SLU EQU	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	48	69	0	77
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	48	69	0	77
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	15	19	0	12
	Mxx <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	15	19	0	12
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	48	19	0	77
SISMA	Nz,A <sub>max</sub>	Sisma Z Nmax+	15	14	0	12
	Tx,A <sub>max</sub>	Sisma X Nmax+	14	33	0	26
	Ty,A <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax+	14	14	1	12
	Mxx <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax+	14	14	0	12
	Myy <sub>max</sub>	Sisma X Nmax+	14	14	0	26

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE rate	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	38	51	0	57
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	38	51	0	57
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	14	14	0	9
	Mxx <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	14	14	0	9
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	38	14	0	57

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE freq	Gruppo 2a centr. Amax	32	48	0	0	50
	Gruppo 2a centr. Amax	36	55	0	0	58
	Vento a ponte scarico	16	16	0	0	10
	Vento a ponte scarico	16	16	0	0	10
	Gruppo 2a centr. Amax	36	16	0	0	58

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA						
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp		16	16	0	0	10

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

**NOME SEZIONE: Paraghiaia**

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:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona sismica (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	Non in zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	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:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	166.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	166.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	132.80	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	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 istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>	

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	-50.0
2	-15.0	50.0
3	15.0	50.0
4	15.0	-50.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-6.5	-41.5	20
2	-6.5	41.5	20
3	6.5	41.5	20
4	6.5	-41.5	20

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	5100	0	7700	0	6900

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	3800	0	5700

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	3200	0 (0)	5000 (5219)

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1600	0 (0)	1000 (5473)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
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
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	5100	0	7700	5110	0	14074	1.828	-----

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00338	15.0	50.0	-0.00105	6.5	41.5	-0.00801	-6.5	-41.5

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

a, b, c	Coeff. a, b, 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	0.000535386	0.000000000	-0.004530804	----	----

**METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	6900	15220	21.5	100.0	0.0073	0.2

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	76.1	15.0	50.0	-1779	-6.5	0.0	1100	15.7	13.0	1.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	66.7	15.0	50.0	-1565	-6.5	-20.8	1100	15.7	13.0	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Ver.	Descrizione
S1	Massima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (Mfess/M)^2$
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$ . Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-29.7	0	0.125	20	75.0	0.455	0.00036 (0.00031)	246	0.149 (0.20)	0	5219

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	13.2	15.0	50.0	-280	-6.5	-20.8	1050	15.7	13.0	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-5.7	0	0.125	20	75.0	-13.979	0.00006 (0.00006)	243	0.023 (0.20)	0	5473

**6.5 VERIFICA ARMATURA MURO FRONTALE**

Le sollecitazioni massime risultanti per la verifica di armatura sono quelle di cui al par.6.3.2.

Si verifica una sezione di lunghezza unitaria dividendo le sollecitazioni per lo sviluppo del muro frontale e si hanno al metro lineare:

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	811	666	6	-1207	2981
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	762	703	6	-1006	3173
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	613	498	7	-405	1605
	Mxx <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amin	613	666	6	-403	2363
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	762	666	6	-1006	3173
SLU EQU	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	698	666	6	-1121	2994
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	648	703	6	-920	3185
	Ty,A <sub>max</sub>	Vento a ponte scarico	499	498	7	-319	1617
	Mxx <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amin	499	666	6	-316	2375
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	648	666	6	-920	3185
SISMA	Nz,A <sub>max</sub>	Sisma Z Nmax+	502	347	16	-386	1542
	Tx,A <sub>max</sub>	Sisma X Nmax+	489	743	16	-374	3099
	Ty,A <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax+	489	347	54	-151	1543
	Mxx <sub>max</sub>	Sisma Y Nmax-	478	347	16	-140	1544
	Myy <sub>max</sub>	Sisma X Nmax-	478	347	16	-364	3100

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE					
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLE rare	Nz,A <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	601	515	4	-261	2379
	Tx,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	564	522	9	-157	2180
	Ty,A <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amax	564	522	9	-157	2180
	Mxx <sub>max</sub>	Gruppo 2a centr. Amin	454	522	9	47	1270
	Myy <sub>max</sub>	Gruppo 1 centr. Amax	601	522	9	-261	2379

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE				
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEfreq	Gruppo 1 centr. Amax	564	476	1	-221	2076
	Gruppo 2a centr. Amax	564	482	5	-194	2154
	Gruppo 2a centr. Amax	564	482	5	-194	2154
	Vento a ponte scarico	454	360	5	11	1166
	Gruppo 2a centr. Amax	564	360	5	-194	2154

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE				
		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLEqp		454	350	0	-31	1086

## DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

### NOME SEZIONE: Muro front

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

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	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:	352205	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	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 istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>	

## CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-60.0	-50.0
2	-60.0	50.0
3	60.0	50.0
4	60.0	-50.0

## DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-52.0	-40.0	26
2	-52.0	40.0	26
3	51.5	-40.0	26
4	51.5	40.0	26
5	-47.5	-40.0	26
6	-47.5	40.0	26

## DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
--------	--

N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	26
2	3	4	3	26
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 Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	76200	100600	317300	600	70300
2	64800	92000	318500	600	70300
3	47800	36400	310000	1600	34700

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	60100	26100	237900

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	56400	19400 (8853)	215400 (98293)

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	45400	3100 (3171)	108600 (111094)

**RISULTATI DEL CALCOLO**



Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione  
 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  
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	76200	100600	317300	76171	125500	395231	1.243	-----
2	S	64800	92000	318500	64790	114588	402144	1.259	-----
3	S	47800	36400	310000	47799	50373	429715	1.383	-----

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,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00050	60.0	50.0	0.00272	51.5	40.0	-0.00507	-52.0	-40.0
2	0.00350	-0.00060	60.0	50.0	0.00271	51.5	40.0	-0.00529	-52.0	-40.0
3	0.00350	-0.00173	60.0	50.0	0.00257	51.5	40.0	-0.00781	-52.0	-40.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, 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	0.000044330	0.000040091	-0.001164341	----	----
2	0.000047938	0.000038052	-0.001278873	----	----
3	0.000082415	0.000023074	-0.002598630	----	----

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	52543	62665	100.8	102.5	0.0077	0.6
2	S	55435	62138	102.1	101.0	0.0082	0.5
3	S	33846	63910	107.5	96.5	0.0102	0.4

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	129.2	60.0	50.0	-2474	-52.0	-40.0	1564	84.9	4.5	1.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	113.2	60.0	50.0	-2180	-52.0	-40.0	1752	95.6	4.5	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= 1-Beta12*(Ssr/Ss) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(fctm/S2) <sup>2</sup> = 1-Beta12*(Mfess/M) <sup>2</sup>
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-67.9	0	0.125	26	67.0	0.896	0.00098 (0.00044)	167	0.277 (0.30)	8853	98293

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	52.1	60.0	50.0	-953	-52.0	-40.0	2339	106.2	4.5	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-30.3	0	0.125	26	67.0	0.477	0.00023 (0.00019)	172	0.066 (0.20)	3171	111094

**6.6 VERIFICA ARMATURA BAGGIOLO**

La massima azione orizzontale agente è determinata come di seguito descritto:

- Peso proprio+permanenti 773 kN/trave
- Carichi mobili C.C. max 676 kN/trave

$(a_g/g)_{max} = 0.21$

Forza agente =  $(773 + 676 * 0.2) * 0.21 = 190.7$  kN

Per ottenere un valore agli SLU si moltiplica, a favore di sicurezza, per un coefficiente pari a 1.5 ottenendo  $190.7 * 1.5 = 286.1$  kN

Meccanismo con tirante orizzontale

- Resistenza dell'armatura

Dall'equilibrio delle forze in gioco deve risultare:

$$P_R = P_{RS} = (A_s * f_{yd} - H_{Ed}) * 0.9d/L$$

Verifica soddisfatta se  $P_R > P_{Ed}$

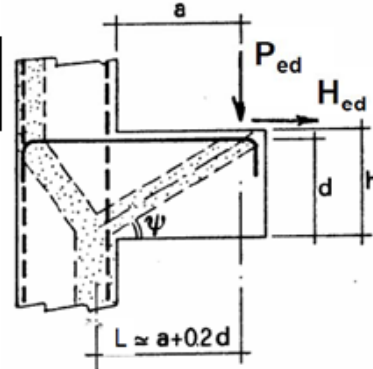
DATI GEOMETRICI	h (cm) =	50
	b (cm) =	50
	d (cm) =	43
	a (cm) =	15

DATI ARMATURA	n° ferri	6
	Φ (mm)	14
	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) =	9.24

RESISTENZE CLS	R <sub>ck</sub> (Mpa) =	35
	f <sub>ck</sub> (Mpa) =	29.05
	f <sub>cd</sub> (Mpa) =	16.46

RESIST. ACCIAIO	f <sub>yk</sub> (Mpa) =	450
	f <sub>yd</sub> (Mpa) =	391.3

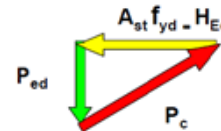
P <sub>Ed</sub> =	286.1	kN
H <sub>Ed</sub> =		kN



c = 1.5

L (cm) = a + 0.2 \* d = 23.6

λ = L / 0.9 d = 0.61



$P_{RS} [kN] = 592.7 > P_{Ed} [kN] = 286.1$  **ok!**

$P_{RC} [kN] = 1547.9 > P_{RS} [kN] = 592.7$  **ok!**

- Resistenza del puntone di calcestruzzo

Verifica soddisfatta se:

$$P_{RC} = 0.4 b d f_{cd} c / (1 + \lambda^2) \geq P_R = P_{RS}$$

c = 1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura

c = 1.5 sbalzi di travi provvisti di staffatura

b = larghezza della mensola

**6.7 VERIFICA ARMATURA RITEGNO TRASVERSALE**

L'azione sismica di cui al paragrafo precedente, vale per l'intero impalcato:

$F_{sisTrasv} = 191 \text{ kN} * 5 = 955 \text{ kN}$

Considerando due ritegni, sul singolo l'azione agente è data da:

$$F_{\text{sisrit}} = 955/2 = 478 \text{ kN}$$

Per ottenere un valore agli SLU si moltiplica, a favore di sicurezza, per un coefficiente pari a 1.5 ottenendo 717 kN

Meccanismo con tirante orizzontale

*- Resistenza dell'armatura*

Dall'equilibrio delle forze in gioco deve risultare:

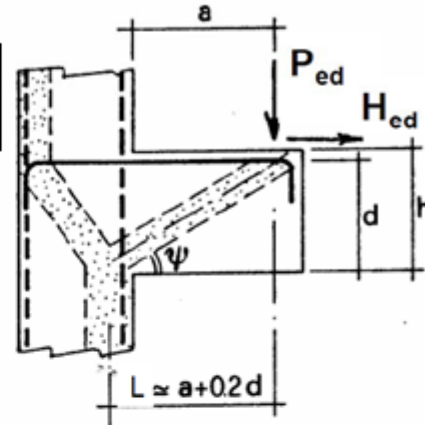
$$P_R = P_{RS} = (A_s \cdot f_{yd} - H_{Ed}) \cdot 0.9d/L$$

Verifica soddisfatta se  $P_R > P_{Ed}$

DATI GEOMETRICI	h (cm) =	50
	b (cm) =	50
	d (cm) =	43
	a (cm) =	26

$P_{Ed}$ =	717.0	kN
$H_{Ed}$ =		kN

altezza battuta trave



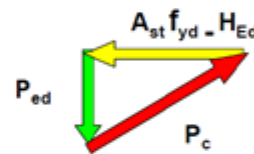
DATI ARMATURA	n° ferri	6
	Φ (mm)	20
	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) =	18.85

RESISTENZE CLS	$R_{ck}$ (Mpa) =	35
	$f_{ck}$ (Mpa) =	29.05
	$f_{cd}$ (Mpa) =	16.46

$$c = 1.5$$

$$L \text{ (cm)} = a + 0.2 \cdot d = 34.6$$

$$\lambda = L / 0.9 d = 0.89$$



RESIST. ACCIAIO	$f_{yk}$ (Mpa) =	450
	$f_{yd}$ (Mpa) =	391.3

$$P_{RS} \text{ [kN]} = 825.0 > P_{Ed} \text{ [kN]} = 717.0 \text{ ok!}$$

$$P_{RC} \text{ [kN]} = 1180.2 > P_{RS} \text{ [kN]} = 825.0 \text{ ok!}$$

*- Resistenza del puntone di calcestruzzo*

Verifica soddisfatta se:

$$P_{RC} = 0.4 b d f_{cd} c / (1 + \lambda^2) \geq P_R = P_{RS}$$

c = 1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura

c = 1.5 sbalzi di travi provvisti di staffatura

b = larghezza della mensola

N.B.: la resistenza del puntone di calcestruzzo deve essere maggiore di quella del tirante in acciaio per soddisfare la gerarchia di resistenze

## 7. MURO ANDATORE

Il calcolo del paramento del muro si effettua mediante l'utilizzo di schemi statici semplificati per piastre e l'utilizzo delle tabelle di Bares.

In funzione delle lunghezze della piastra si applicano contemporaneamente i carichi risultanti rettangolari e triangolari, come da analisi seguenti.

Si calcolano le pareti con lo schema di piastra incastrata su due lati.

Le dimensioni del muro sono:

lunghezza: 8.55m

altezza: 9.60 m

spessore allo spiccato: 1.20m

spessore a 5.40m dallo spiccato: 0.60m

Di seguito si considera una striscia di verifica di lunghezza unitaria.

Con le notazioni seguenti,  $M_y$  è il momento di verifica delle barre verticali ed  $M_x$  delle barre orizzontali.

### 7.1 SEZIONE DI SPICCATO SP.120CM

#### DATI INPUT DI CALCOLO

Lunghezza muro	[a]	8.55	m
Altezza muro	[b]	9.60	m
Spessore muro	[s]	1.20	m
Peso cls	$[\gamma_{cls}]$	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso terreno	$[\gamma_t]$	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito	$[\varphi]$	35	°
$K_o$		0.426	
$K_a$		0.271	
$K_{as}$		0.291	
$a_g * S$		0.075	
Sovraccarico		41.5	kPa
S.L.U. coeff.		1.35	
S.L.E. coeff.		1.00	
S.L.SISMA coeff.		1.00	

#### valori caratteristici:

$$N = (5.4 * 1.20 + 4.2 * 0.6) * 25 = 225 \text{ kN/m} \quad \text{carico verticale peso proprio}$$

$$Q_1 = 41.5 * 0.426 = 17.7 \text{ kN/m} \quad \text{spinta carico accidentale}$$

$$Q_2 = 20 * 0.426 * 9.60 = 81.8 \text{ kN/m} \quad \text{spinta rinterro}$$

- **Combinazione SLU e SLE rara**

SLU:  $1.35N+1.5Q_1+1.35Q_2$

SLErara:  $N+Q_1+Q_2$

Combinazioni S.L.U.			Combinazioni S.L.E. rara		
$M_x^+$	107	kNm/m	$M_x^+$	79	kNm/m
$M_x$	-1151	kNm/m	$M_x$	-853	kNm/m
$M_y^+$	228	kNm/m	$M_y^+$	169	kNm/m
$M_y$	-1627	kNm/m	$M_y$	-1206	kNm/m
$T_x^+$	446	kN/m			
$T_x$	-41	kN/m			
$T_y^+$	855	kN/m			
$T_y$	-41	kN/m			

- **SLEfreq**

$N = (5.4*1.20+4.2*0.6)*25 = 225$  kN/m

*carico verticale peso proprio*

$Q^1 = 41.5 * 0.426*0.75 = 13.2$  kN/m

*spinta carico accidentale*

$Q^2 = 20 * 0.426*9.60 = 81.8$  kN/m

*spinta rinterro*

Combinazioni S.L.E. freq		
$M_x^+$	69	kNm/m
$M_x$	-749	kNm/m
$M_y^+$	158	kNm/m
$M_y$	-1101	kNm/m

- **SLEqp**

$N = (5.4*1.20+4.2*0.6)*25 = 225$  kN/m

*carico verticale peso proprio*

$Q^2 = 20 * 0.426*9.60 = 81.8$  kN/m

*spinta rinterro*

Combinazioni S.L.E. qp		
$M_x^+$	39	kNm/m
$M_x$	-439	kNm/m
$M_y^+$	124	kNm/m
$M_y$	-787	kNm/m

- **Combinazione sismica**

$N = b * s * \gamma_{cls} =$	$=(5.4*1.20+4.1*0.6)*25=$	225.00 kN/m	carico verticale peso proprio
$Q_1 = \gamma_t * K * 0.5 =$	$41.5*0.426*0.5=$	8.85 kN/m	50% spinta carico accidentale
$Q_2 = b * \gamma_t * K =$	$9.6 * 20 * 0.426 =$	81.87 kN/m	spinta rinterro
$Q_4 = Q_2 * (K_{225} - K_2) / K_2 =$	$81.87 * (0.291 - 0.271) / 0.271 =$	6.05 kN/m	incremento spinta rinterro
$Q_6 = N * a_g * S =$	$225 * 0.075 =$	16.88 kN/m	inerzia muro
$Q_7 = \gamma_t * b * a_g * S =$	$20 * 9.6 * 0.075 =$	14.40 kN/m	inerzia rinterro

**Combinazioni S.L.SISMA**

$M_x^+$	117	kNm/m
$M_x^-$	-1259	kNm/m
$M_y^+$	226	kNm/m
$M_y^-$	-1677	kNm/m
$T_x^+$	481	kN/m
$T_x^-$	-44	kN/m
$T_y^+$	867	kN/m
$T_y^-$	-44	kN/m

**7.1.1 VERIFICA ARMATURA VERTICALE**

Si adottano  $\phi 26/10$  lato monte e  $\phi 20/20$  lato valle:

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

NOME SEZIONE: andatore120

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

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00 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:	336430 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20 daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	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 istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-40.0	8.5	26
2	40.0	8.5	26
3	-40.0	110.0	20
4	40.0	110.0	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N° Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	2	8	26
2	3	4	3	20

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	167700	0	0	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione				



My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	120600	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	110100 (91436)	0 (0)

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	78700 (91436)	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [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
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	167700	0	0	220013	0	1.312	53.1(20.6)

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01113	-50.0	120.0	0.00066	-40.0	110.0	-0.02822	-40.0	8.5

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000284499	-0.030639828	0.110	0.700

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	65.1	-50.0	120.0	-2262	31.1	8.5	2630	53.1	8.9	1.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	59.4	-50.0	120.0	-2065	31.1	8.5	2630	53.1	8.9	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-37.3	0	0.125	26	72.0	0.655	0.00068 (0.00041)	226	0.260 (0.30)	91436	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	42.5	50.0	120.0	-1476	31.1	8.5	2630	53.1	8.9	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-26.7	0	0.125	26	72.0	0.325	0.00030 (0.00030)	226	0.114 (0.20)	91436	0

A taglio si prevedono 10spille $\phi$ 12/mq:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	1000 mm
Altezza sezione: h =	1200 mm
Copriferro: c =	50 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	26 mm
N° barre tese =	10
Diametro armatura compressa =	20 mm
N° barre compresse =	5
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	12 mm
Passo armatura a Taglio=	320 mm
N° bracci delle staffe=	3
Inclinazione staffe : $\alpha$ =	90 °
Inclinazione puntone : $\theta$ =	22 °

AZIONI	
$N_{Ed}$ =	0.00 kN
$V$ =	888.00 kN
$\gamma_{Rd}$ =	1.00
$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	888.00 kN

<b>Resistenza sezioni non armate a taglio</b>	$V_{Rd}$	500.27 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) / 3 / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		<b>OCCORRE ARMATURA A TAGLIO</b>
<b>Resistenza sezioni armate a taglio</b>		
<b>Resistenza per rottura armatura a taglio</b>	$V_{Rsd}$	1062.30 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
<b>Resistenza per sezioni armate a taglio</b>	$V_{Rcd}$	2851.92 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		1062.30 kN

## 7.1.2 VERIFICA ARMATURA ORIZZONTALE

Si adottano  $\phi 20/10$  lato monte e  $\phi 20/20$  lato valle:

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: andatore120-ORIZZ

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 sismicit�:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	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:	336430	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	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 istantaneo $\beta 1 * \beta 2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	8.0	20
2	40.0	8.0	20
3	-40.0	110.0	20
4	40.0	110.0	20

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	3	20

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

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	22500	125900	0	0	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	115100	0

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	74900 (85386)	0 (0)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	43900 (85386)	0 (0)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione  
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  
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	22500	125900	0	22472	145443	0	1.155	-----

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01496	50.0	120.0	-0.00009	40.0	110.0	-0.03671	-40.0	8.0

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

a, b, c Coeff. a, b, 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	0.000359010	-0.039581194	----	----

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	74.9	50.0	120.0	-3559	-22.2	8.0	2158	31.4	8.9	1.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	48.8	-50.0	120.0	-2316	31.1	8.0	2158	31.4	8.9	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera  $f_{ctm}$  in almeno una combinazione

Ver.	Esito della verifica
S1	Massima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [daN/cm <sup>2</sup> ] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_c$ eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure . Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e$ sm * srm . Valore limite tra parentesi
MX fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-27.2	0	0.125	20	70.0	0.350	0.00046 (0.00046)	226	0.178 (0.30)	85386	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	28.6	50.0	120.0	-1358	31.1	8.0	2158	31.4	8.9	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-15.9	0	0.125	20	70.0	-0.892	0.00027 (0.00027)	226	0.105 (0.20)	85386	0

**7.2 SEZIONE SP.60CM**

Per la sezione rastremata si adotta un modello di mensola incastrata. Si considera una sezione di lunghezza unitaria e altezza 4.1m:

- **valori caratteristici:**

$N = (4.1 \cdot 0.6) \cdot 25 = 61.5 \text{ kN/m}$	<i>carico verticale peso proprio</i>
$Q^1 = 41.5 \cdot 0.426 = 17.7 \text{ kN/m}$	<i>spinta carico accidentale</i>
$Q^2 = 20 \cdot 0.426 \cdot 4.1 = 34.9 \text{ kN/m}$	<i>spinta rinterro</i>

**SLE:**

*Rara*

$M = 247 \text{ kNm}$

*Frequente*

$M = 210 \text{ kNm}$

*Quasi permanente*

$M = 98 \text{ kNm}$

- **Combinazione SLU:**

SLU:  $1.35N+1.5Q^1+1.35Q^2$

$N = 83 \text{ kN/m}$

*carico verticale peso proprio*

$Q^1 = 26.6 \text{ kN/m}$

*spinta carico accidentale*

$Q^2 = 47.1 \text{ kN/m}$

*spinta rinterro*

$M = 355 \text{ kNm}$

$T = 205 \text{ kN}$

- **Combinazione sismica**

$N = b \cdot s \cdot \gamma_{clS} =$	$(4.1 \cdot 0.6) \cdot 25 =$	61.50 kN/m	<i>carico verticale peso proprio</i>
$Q_1 = \gamma_t \cdot K \cdot 0.5 =$	$41.5 \cdot 0.426 \cdot 0.5 =$	8.85 kN/m	<i>50% spinta carico accidentale</i>
$Q_2 = b \cdot \gamma_t \cdot K =$	$4.1 \cdot 20 \cdot 0.426 =$	34.97 kN/m	<i>spinta rinterro</i>
$Q_4 = Q_2 \cdot (K_{as} - K_a) / K_a =$	$34.97 \cdot (0.291 - 0.271) / 0.271 =$	2.58 kN/m	<i>incremento spinta rinterro</i>
$Q_6 = N \cdot a_g \cdot S =$	$61.5 \cdot 0.075 =$	4.61 kN/m	<i>inerzia muro</i>
$Q_7 = \gamma_t \cdot b \cdot a_g \cdot S =$	$20 \cdot 4.1 \cdot 0.075 =$	6.15 kN/m	<i>inerzia rinterro</i>

$M = 226 \text{ kNm}$

$T = 143 \text{ kN}$

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

**NOME SEZIONE:** andatore60

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 sismicit�:	Zona non sismica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe: C32/40		
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	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:	336430	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	



Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	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 istantaneo β1*β2 :	1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	22
2	-43.0	53.0	22
3	43.0	53.0	22
4	43.0	7.0	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	22
2	1	4	3	22

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

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	8300	35500	0	0	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	24700	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	21000 (21717)	0 (0)

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	9800 (21717)	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.3 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
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
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	8300	35500	0	8289	40326	0	1.136	-----

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01069	-50.0	60.0	-0.00036	-43.0	53.0	-0.02575	-43.0	7.0

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

a, b, c	Coeff. a, b, 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 0.000551955 -0.029617303 ---- ----

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	62.6	-50.0	60.0	-2705	-21.5	7.0	2119	19.0	21.5	1.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	53.2	-50.0	60.0	-2300	-43.0	7.0	2119	19.0	21.5	0.50

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione  
 Esito della verifica  
 S1 Massima tensione [daN/cm<sup>2</sup>] di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione non fessurata  
 S2 Minima di trazione [daN/cm<sup>2</sup>] del cls. (in sezione non fessurata) nella fibra più interna dell'area Ac eff  
 k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
 k3 = (S1 + S2)/(2\*S1) con riferimento all'area tesa Ac eff  
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 Psi = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(fctm/S2)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(Mfess/M)<sup>2</sup>  
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite = 0.4\*Ss/Es è tra parentesi  
 srm Distanza media tra le fessure [mm]  
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 \* e sm \* srm . Valore limite tra parentesi  
 MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-30.0	-7.7	0.157	22	59.0	0.465	0.00054 (0.00046)	315	0.287 (0.30)	21717	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	24.8	-50.0	60.0	-1073	-43.0	7.0	2119	19.0	21.5	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

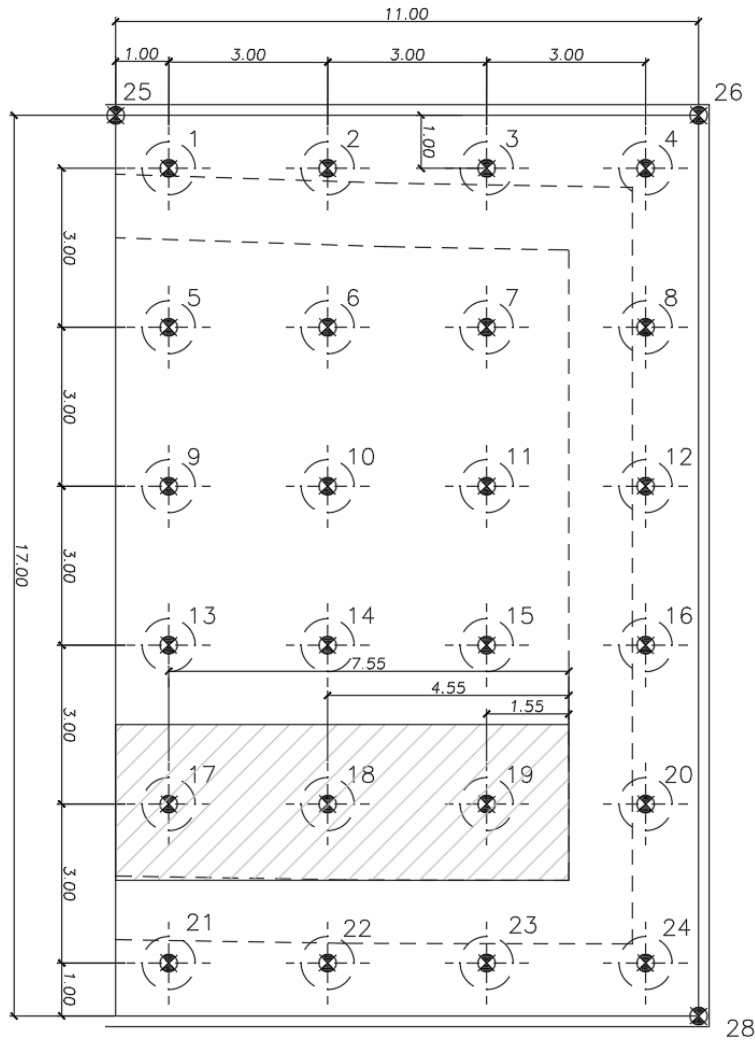
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-14.0	-3.6	0.157	22	59.0	-1.455	0.00021 (0.00021)	315	0.115 (0.20)	21717	0

**8. FONDAZIONE**

**8.1 ARMATURA TRASVERSALE**

Il plinto è stato verificato in corrispondenza della terna di pali più sollecitati nella zona centrale meno rigida (non in adiacenza ai muri frontale e andatori), considerando uno schema di mensola incastrata in corrispondenza del muro frontale.

Si considera la porzione di fondazione evidenziata nello schema seguente:

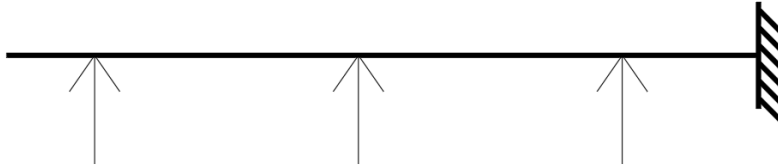


Sollecitazioni massime nei pali:

<i>SLU</i>	<i>Gruppo 1</i> <i>centr. Amax</i>
<b>Palo</b>	<b>N</b>
n°	kN
17	1317
18	2107
19	2898

<i>SLErare</i>	<i>Gruppo 1</i> <i>centr. Amax</i>
<b>Palo</b>	<b>N</b>
n°	kN
17	1142
18	1600
19	2057

Schema di carico:



Alle azioni sul palo si sottraggono il peso della fondazione e del terreno sovrastante:

Peso porzione di fondazione gravante sul singolo palo per area di influenza:

$W_{17} = 281$	kN
$W_{18} = 338$	kN
$W_{19} = 343$	kN

Peso porzione di terreno gravante sul singolo palo per area di influenza:

$Q_{17} = 784$	kN
$Q_{18} = 1197$	kN
$Q_{19} = 1304$	kN

Si ha:

	Palo	$N_{palo}$	$W_{fond}$	Q	$N_{palo}-W_{fond}-Q$	b	M	
	n°	kN	kN	kN	kN	(m)	kNm	
<b>SLU</b>	17	1317	281	784	252	7.55	1902	
	18	2107	338	1197	573	4.55	2607	
	19	2898	343	1304	1251	1.55	1939	
				tot.	2076	tot.	6448	
				$T_{max} =$	692	$M_{max} =$	2149	kNm/ml
	Palo	$N_{palo}$	$W_{fond}$	Q	$N_{palo}-W_{fond}-Q$	b	M	
	n°	kN	kN	kN	kN	(m)	kNm	
<b>SLE</b>	17	1142	281	784	77	7.55	580	
	18	1600	338	1197	65	4.55	296	
	19	2057	343	1304	410	1.55	636	
						tot.	1513	
						$M_{max} =$	504	kNm/ml

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.  
 NOME SEZIONE: FONDAZIONE SPALLA

Descrizione Sezione: Stati Limite Ultimi  
 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:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	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:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. snerv. di calcolo fyd:		3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di calcolo ftd:		3913.0	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 istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	10.0	26
2	40.0	10.0	26
3	-40.0	140.0	20
4	40.0	140.0	20

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	26

2 3 4 3 20

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	214900	0	0	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	50400	0

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	50400 (122969)	0 (0)

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	50400 (122969)	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.3 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione  
 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  
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	214900	0	0	277620	0	1.292	53.1(23.1)

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

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01278	-50.0	150.0	0.00097	-40.0	140.0	-0.03196	-40.0	10.0

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

a, b, c Coeff. a, b, 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	0.000253308	-0.034496233	0.099	0.700

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure  
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1\*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	12.0	-50.0	150.0	-146	31.1	10.0	----	----	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	12.0	-50.0	150.0	-146	31.1	10.0	----	----	----	----

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione  
 S1 Esito della verifica  
 S2 Massima tensione [daN/cm²] di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione non fessurata  
 k2 Minima di trazione [daN/cm²] del cls. (in sezione non fessurata) nella fibra più interna dell'area Ac eff  
 k3 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
 Ø = (S1 + S2)/(2\*S1) con riferimento all'area tesa Ac eff  
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 Psi = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12\*(fctm/S2)² = 1-Beta12\*(Mfess/M)²



e sm Deformazione unitaria media tra le fessure . Il valore limite =  $0.4 \cdot S_s / E_s$  è tra parentesi  
 srm Distanza media tra le fessure [mm]  
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$  . Valore limite tra parentesi  
 MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]  
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-11.3	0	----	----	----	----	----	----	----	122969	0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	12.0	-50.0	150.0	-146	31.1	10.0	----	----	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-11.3	0	----	----	----	----	----	----	----	122969	0

Per la verifica a taglio si dispongono cavallotti  $\phi 20/100 \times 100$

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	1000 mm
Altezza sezione: h =	1500 mm
Copriferro: c =	50 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	26 mm
N° barre tese =	10
Diametro armatura compressa =	20 mm
N° barre compresse =	5
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	20 mm
Passo armatura a Taglio=	1000 mm
N° bracci delle staffe=	2
Inclinazione staffe : $\alpha=$	90 °
Inclinazione puntone : $\theta=$	22 °
AZIONI	
$N_{Ed}=$	0.00 kN
$V=$	692.00 kN
$\gamma_{Rd}=$	1.00
$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	692.00 kN

<b>Resistenza sezioni non armate a taglio</b>	$V_{Rd}$	565.06 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		<b>OCCORRE ARMATURA A TAGLIO</b>
<b>Resistenza sezioni armate a taglio</b>		
<b>Resistenza per rottura armatura a taglio</b>	$V_{Rsd}$	793.73 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
<b>Resistenza per sezioni armate a taglio</b>	$V_{Rcd}$	3595.90 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		793.73 kN

## 8.2 PUNZONAMENTO

Si conduce nel seguente paragrafo la verifica al punzonamento del plinto ad opera dei pali di fondazione.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con la formula:

$$P_{\text{resistente}} = 0.5 * u * h * f_{ctd}$$

Dove:

$h$  = spessore plinto;

$u$  = perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'impronta di carico ( palo di fondazione) fino al piano medio del plinto;

$f_{ctd}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione del cls

Resistenza cubica del cls $R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	35
Resistenza media a trazione $f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.83
Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.98
Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.32

Le sollecitazioni di progetto si ottengono sommando le reazioni sui pali che insistono sulla superficie di punzonamento. Le sollecitazioni sono diminuite del peso del plinto e del terreno di ricoprimento che non effettuano azione di punzonamento essendo carichi diretti.

L'azione sollecitante risulta in definitiva:

$$P_{\text{sollecitante}} = R_{\text{pali}} - N_{\text{plinto}} - N_{\text{terreno}}$$

(a favore di sicurezza si trascura il contributo del terreno)

La verifica risulta soddisfatta se:

$$P_{\text{sollecitante}} \leq P_{\text{resistente}}$$

Dall'analisi delle superfici di rottura si evidenzia che non esiste interferenza tra quelle relative ai vari pali per cui si esegue la verifica sul palo più caricato con la superficie più piccola.

### Sollecitazioni sui pali

N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
3760									

### Determinazione del carico sollecitante

Superficie di punzonamento	Somma dei carichi sui pali	$\Sigma P$ kN	Perimetro contorno m	Superficie resist. laterale m <sup>2</sup>	Area caricata m <sup>2</sup>	Peso zattera kN	Peso terreno kN	$\Sigma P - P_z - P_t$ kN
S1	N1	3760	7.640	11.46	4.40	165	0	3595

### Calcolo del coefficiente di sicurezza

Superficie di punzonamento	$P_{\text{sollecitante}}$ kN/m <sup>2</sup>	$P_{\text{resistente}}$ kN/m <sup>2</sup>	$P_{\text{resist.}}/P_{\text{sollecit.}}$	VERIFICA
S1	5393	7581	1.41	OK

Non si dispone specifica armatura a taglio.

## 9. PALI

Per la verifica dei pali si rimanda alla relazione specifica P03CV17STRRE04.

## 10. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE

Si riportano le informazioni in ottemperanza a quanto disposto dal capitolo 10 della vigente normativa tecnica (DM2018).

- *Tipo di analisi svolta*

Il calcolo viene eseguito in ambito statico lineare. Per quanto riguarda l'analisi sismica, si adottano le procedure di verifica per struttura in zona 4, applicando un sistema di forze pseudo-statiche, calcolate in modo semplificato. L'analisi strutturale viene eseguita con il metodo degli spostamenti, mentre le verifiche delle sezioni sono state effettuate secondo metodi della tecnica delle costruzioni, come indicato dettagliatamente nel seguito della presente relazione. Le combinazioni di carico sono indicate nel seguito: esse sono in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

- *Origine, caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo*

Le analisi strutturali, ove non siano effettuate per via analitica, sono eseguite con un codice di calcolo sviluppato dal progettista in un linguaggio di programmazione OpenSource (linguaggio Octave). Tale codice di calcolo è basato sul metodo degli spostamenti e consente la soluzione dei problemi di telai piani in ambito statico.

- *Validazione dei codici*

I risultati del codice sono stati validati dal progettista con riferimento a vari casi di studio. La cui soluzione esatta si può reperire nella letteratura specialistica. Le verifiche delle sezioni sono state eseguite con fogli di lavoro oppure con il software di libera distribuzione VcaSLU (Prof. Gelfi), anch'essi opportunamente validati con calcoli manuali.

- *Modalità di presentazione dei risultati*

Le modalità di applicazione dei carichi sono descritte nella relazione con riferimento alle varie parti di struttura. Considerando la semplicità dello stato di carico la rappresentazione grafica appare superflua. I risultati sono presentati sotto forma di diagrammi delle componenti di azione interna oppure come tabelle dei valori di azioni interne nei punti più significativi. In questo modo si può fare una valutazione immediata dello stato di sollecitazione nelle membrature strutturali.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Per quanto riguarda la verifica dei risultati, sono stati effettuati confronti delle azioni interne con casi analoghi ma più semplici (travi semplicemente appoggiate o incastrate). Le reazioni vincolari sono state controllate in fase di progettazione. La rappresentazione delle configurazioni deformate, che sono state comunque esaminate in sede di progettazione per avere conferma della correttezza del calcolo, non forniscono informazioni utili alla verifica di sicurezza. Non si ritiene pertanto indispensabile il loro inserimento nella relazione.

## 10.1 ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

### Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Le fasi di progettazione e sviluppo dei software *GeoStru* sono sottoposti al controllo gestione di qualità aziendale ISO (*International Organization for Standardization*) 9001:2000 certificato da CVI ITALIA srl - **Certificato nr. 7007 1 04**.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software *GeoStru* sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

Bianco 15/09/2010

1



# RC-SEC

Versione: 2011.4 Rev. 217

## Validazione del codice di calcolo



## PREMESSA

Nell'ambito delle verifiche di affidabilità previste per i codici di calcolo (punto 10.2 DM 14 Gennaio 2008) è richiesta la presente documentazione del produttore che illustri:

1. campi di impiego
2. basi teoriche ed algoritmi impiegati
3. casi di prova risolti e commentati con i relativi files di input.

## 1 CAMPI DI IMPIEGO

Il programma può essere utilizzato per la verifica ed il semiprogetto delle armature delle sezioni in c.a. ordinario agli stati limite ultimi e di esercizio secondo le nuove norme di cui al DM 14.01.2008 nonché secondo l'ultima versione dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1-2005). Sono presi in considerazione sia sollecitazioni rette che deviate (presso-tenso flessione deviata con la presenza contemporanea delle due componenti del taglio). E' altresì possibile eseguire le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili secondo il DM 14.02.1992. Per singoli elementi strutturali (travi o pilastri) è previsto il calcolo delle frecce in esercizio tenendo conto della fessurazione e della viscosità.

Per la verifica di pilastri rettangolari snelli è implementato il metodo della colonna modello.

## 2 BASI TEORICHE ED ALGORITMI IMPIEGATI

Sono illustrati in dettaglio nel manuale d'uso del programma in riferimento ai singoli problemi trattati. Vengono comunque di seguito illustrate particolari caratteristiche conseguenti alle novità introdotte dal DM 14.01.2008 d'ora in poi denominato NTC.

Come legame costitutivo del calcestruzzo il programma impiega sempre il diagramma parabola-rettangolo prevedendo valori differenti delle deformazioni unitarie caratteristiche ( $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{cu}$ ) a seconda se la classe di resistenza è superiore o inferiore alla C50/60 (Punto 4.1.2.1.2.2 NTC). Il tratto curvilineo del diagramma è definito dall'espressione:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

Nelle NTC l'esponente  $n$  vale sempre 2 (parabola). Nell'Eurocodice2  $n=2$  fino alla classe C50/60 mentre per classi superiori il tratto curvilineo diventa una curva esponenziale avente sempre la formulazione (1) ma con  $n = 1,4 + 23,4 [(90-f_{ck}/10)/100]4$  ( $f_{ck}$  in daN/cm<sup>2</sup>), formulazione prevista in programma se si è selezionata l'opzione di calcolo EC2).

Il tratto orizzontale del diagramma vale:

$$\sigma_c = f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad \text{con } \alpha_{cc} = 0,85 \text{ e } \gamma_c = 1,5 \text{ (nel DM96 era } \gamma_c = 1,6).$$

Altra importante novità è costituita dal fatto che in Italia l'acciaio per cemento armato ordinario dovrà essere costituito in pratica dal solo tipo C450 caratterizzato da:

- resistenza a trazione caratteristica  $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$





- resistenza a snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
  - allungamento unitario per carico massimo  $\epsilon_{uk} \geq 0,075$ .
- Sia per le NTC che per l'EC2 è possibile assumere come diagramma sforzi deformazioni:
- un diagramma bilineare con incrudimento e deformazione unitaria di calcolo ultima pari a  $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$ . L'incrudimento (pendenza del tratto plastico del diagramma) è definito dal rapporto  $k = (f_t/f_y)_k$  che deve essere compreso tra 1,15 e 1,35. Poiché all'aumentare di questo rapporto corrisponde un aumento delle caratteristiche di resistenza ultime della sezione riteniamo che, prudenzialmente, nei calcoli di progetto vada utilizzato il valore minimo di 1,15; come conseguenza il valore massimo della tensione ultima dell'acciaio da assumere in corrispondenza della deformazione ultima di calcolo  $\epsilon_{ud}$  vale  $1,15 \cdot f_{yd}$  essendo  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$  il valore della tensione di snervamento di calcolo ( $\gamma_s = 1,15$  sia per NTC che per EC2).
  - Un diagramma bilineare con tratto plastico orizzontale ( $f_s = f_{yd}$ ) senza limite di deformazione

Il programma consente l'adozione di entrambi i diagrammi ma, per quello elastico-perfettamente plastico indefinito, richiede comunque la definizione dei valori della deformazione ultima e di calcolo dell'acciaio; incrementando tali deformazioni rispetto a quelle prima definite per l'acciaio incrudito non si riscontrano apprezzabili differenze nei risultati.

La verifica a taglio viene eseguita col nuovo metodo proposto dalle NTC (e da EC2) che impiega la schematizzazione del traliccio con inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo (rispetto all'asse della trave) variabile tra i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Il programma calcola (in semiprogetto o verifica) le resistenze a taglio lato compressione e trazione considerando l'angolo  $\alpha$  di inclinazione trasversale delle staffe (rispetto all'asse della trave) sempre pari a  $90^\circ$ . In semiprogetto si parte assumendo per  $\theta$  il suo minimo valore ( $21^\circ, 8 \leq \theta \leq 45^\circ$ ) che soddisfa la relazione di resistenza a taglio compressione (ponendo  $V_{Rcd} = V_{Ed}$ ); ottenuto così  $\theta$ , dalla relazione di resistenza lato trazione si ricava l'area delle staffe. Si fa notare che le armature longitudinali della trave, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate (regola della traslazione) di una misura pari a:  $0,9 \cdot d \cdot \text{ctg} \theta / 2$  (al massimo uguale a  $1,125 \cdot d$  per  $\text{ctg} \theta = 2,5$ ).

Si noti che, a differenza di quanto previsto nel DM96, il valore di  $f_{cd}$  impiegato nel calcolo delle resistenze al taglio è uguale al valore massimo del tratto plastico del diagramma di progetto tensioni-deformazioni del conglomerato impiegato per la verifica per tensioni normali (nel DM96 era maggiore valendo  $f_{cd} = f_{ck}/1,6 > 0,85 f_{ck}/1,5$ ).

Nel caso di contemporanea presenza di torsione e taglio l'angolo  $\theta$  delle bielle compresse deve assumere un unico valore per entrambe le sollecitazioni e, pertanto, il programma prevede l'assegnazione preventiva di  $\theta$  per torsione nelle 'opzioni armature e di calcolo' (nel menu Opzioni).

### 3 CASI DI PROVA

Gli esempi che seguono sono tutti presenti nella cartella "ESEMPI" della directory di installazione del programma. Essi verranno illustrati sia in relazione alla modalità di immissione dei dati, sia confrontando i risultati ottenuti sulla base degli algoritmi assunti nel calcolo con quelli riportati da altri autori e/o programmi.

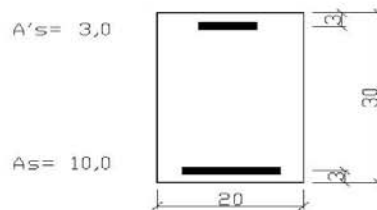
Le stampe complete di input ed output relative a tutti gli esempi sono naturalmente riproducibili caricando detti files di esempio e mandando in esecuzione il programma.



I primi esempi sono quasi tutti tratti dal volume “Progettazione di strutture in calcestruzzo armato” realizzato per AICAP da Pubblicamento s.r.l. in quanto è uno dei pochi testi aggiornato alle NTC ed all’ultima versione dell’Eurocodice 2.

### 3.1 ESEMPIO 1

Si fa riferimento alla sezione rettangolare 20x30 in figura di cui al punto 7.3.2.1 del citato volume. Si cerca il momento resistente ultimo  $M_{Rd}$  per  $N_{Rd}=0$  (flessione semplice) avendo assunto un conglomerato con  $f_{ck}=300 \text{ daN/cm}^2$  ( $f_{cd}=300 \cdot 0,85/1,5=170 \text{ daN/cm}^2$ ) ed armature con  $f_{yk}=4500 \text{ daN/cm}^2$  ( $f_{yk}=4500 \text{ daN/cm}^2$ ). Per prima cosa occorre accertarsi che nell’*archivio materiali* siano presenti i dati relativi al conglomerato ed all’acciaio indicati. In particolare per l’acciaio B450C ponendo  $f_{td}=3910$  si



assume orizzontale (come nel volume) il pianocrotolo plastico del diagramma sforzi deformazioni. Per ottenere le esatte aree di acciaio indicate si prevedono opportuni diametri delle barre (non esistenti in commercio). Si assegna inoltre allo sforzo normale il valore 0 (flessione semplice) mentre al momento  $M_x$  un qualsiasi valore positivo. Il programma fornisce per il momento resistente il valore  $M_{Rd}=9071 \text{ daNm}$  di poco inferiore al valore 9100 indicato nel testo che peraltro utilizza il blocco rettangolare per il diagramma sforzi deformazioni del calcestruzzo.

### 3.2 ESEMPIO 2

Al punto 7.5.1 del citato volume viene calcolata a pressoflessione retta una sezione rettangolare 50x100 con armature simmetriche di area pari a 50cm<sup>2</sup> e copriferro di 5 cm. Calcestruzzo ed acciaio sono gli stessi dell’esempio precedente. Questa volta viene utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Nel testo vengono calcolati i momenti resistenti ultimi ( $M_{Rd}$ ) in corrispondenza a prefissati differenti valori assegnati allo sforzo normale che di seguito vengono confrontati con quelli ottenuti dal programma ( $M^*_{Rd}$ ):

$N_{Ed}$	$M_{Rd}$	$M^*_{Rd}$
----------	----------	------------



(daN)	(daNm)	(daNm)
60000	20330	20350
200000	25170	25190
500000	25850	25860
1000000	9770	9910

I risultati appaiono ben concordanti per i primi tre valori (ottenuti dal testo a partire da valori tabellari per il l'integrazione del diagramma parabolico del calcestruzzo). La maggiore differenza si ha per l'ultimo caso con  $N_{Ed}=1000000$  daN che in realtà non viene ottenuto, nel testo citato, dal calcolo ma da interpolazione tra i due assetti di rottura che comprendono il punto di rottura cercato. Il programma non considera inoltre verificata a taglio la sezione (anche con taglio assegnato nullo) in quanto la resistenza a taglio lato calcestruzzo va a zero col termine (presente nella relazione 4.1.19 NTC)  $\alpha_e = 2,5(1-\sigma_{cp}/f_{cd}) = 0$  essendo  $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 1000000/(50 \times 100) = 200 > f_{cd}$ .

### 3.3 ESEMPIO 3

Allo stesso punto 7.5.1 del citato volume viene calcolata a pressoflessione retta la sezione rettangolare  $50 \times 100$  con armature simmetriche di area pari a  $70\text{cm}^2$  e copriferro di 5 cm. Il calcestruzzo questa volta è di classe  $f_{ck}=700$  daN/cm<sup>2</sup>: nel caso di calcolo secondo EC2 va assunto il diagramma con curva esponenziale risultando  $f_{ctk} > 500$ .

I momenti resistenti a confronto sono i seguenti (valori dello sforzo normale prefissati):

$N_{Ed}$ (daN)	$M_{Rd}$ (daNm)	$M'_{Rd}$ EC2 (daNm)	$M'_{Rd}$ NTC (daNm)
150000	31370	31360	31360
500000	42460	42400	42740
1000000	40520	40020	42640
1900000	6950	18340	20730

Nell'ultima colonna sono riportati i momenti ultimi ottenuti selezionando l'opzione di calcolo secondo le NTC (diagramma parabola rettangolo). All'aumentare dello sforzo normale si nota che i momenti resistenti ottenuti con le NTC sono meno conservativi di quelli che con l'EC2 si ottengono dal diagramma esponenziale rettangolo. L'ultimo valore del momento resistente riportato nel citato testo appare troppo approssimato rispetto a quelli ottenuti dal programma.

### 3.4 ESEMPIO 4



Calcolo delle staffe verticali (di diametro pari a 12mm) per una sezione rettangolare 20x80 coprifermo 50cm e taglio di progetto  $V_{Ed} = 50000$  daN. Conglomerato  $f_{ck}=300$ ; Acciaio C450B. (Punto 8.1.4.1.3.2 vol.citato)

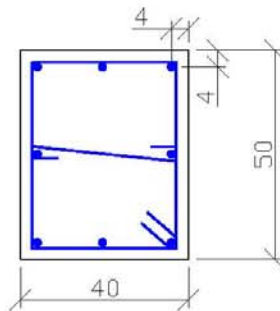
Assunti momento flettente  $M_x$  ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

Il calcolo fornisce un passo di 20,3 cm alle staffe  $\phi 12$  assunte in perfetto accordo col passo di cm 20 indicato dal testo.

### 3.5 ESEMPIO 5

Nel caso di pressoflessione deviata non si è trovato alcun esempio numerico in letteratura trattato con le nuove norme. Si considera pertanto un caso di calcolo trattato solo col presente programma.

Si è considerata la sezione in figura relativa ad un pilastro rettangolare 40x60 armata con 8 $\phi 16$  (Calcestruzzo C28/35. Acciaio C450B).



Il calcolo è stato effettuato per le seguenti 3 combinazioni allo stato limite ultimo:

$N_{Ed}$ (daN)	$M_{xEd}$ (daNm)	$M_{yEd}$ (daNm)	$V_{yEd}$ (daN)	$V_{xEd}$ (daN)
50000	14000	11000	14000	11000
50000	20000	0	20000	0
50000	0	15714	0	15714

Le nuove NTC al punto 7.4.4.2.2.1 consentono che la verifica a presso-flessione deviata (prima combinazione in tabella) possa essere sostituita da due verifiche a presso-flessione retta in cui la resistenza sia ridotta al 70% di quella effettiva: ciò che equivale ad incrementare gli sforzi di progetto di  $1/0,7 = 1,4286$ . Si sono così ricavati gli sforzi retti "equivalenti" riportati nella seconda e terza combinazione. Nella citato punto normativo si fa riferimento ai soli momenti flettenti (lo sforzo normale non va incrementato in quanto la



misura della sicurezza va sempre effettuata a sforzo normale costante). Nulla si dice circa la verifica a taglio in presenza delle due componenti  $V_x, V_y$ . Anche per il taglio, a scopo di controllo, la verifica a taglio deviato di cui alla prima combinazione è stata separata in due verifiche separate di tipo retto incrementando gli sforzi col coefficiente 1,4286.

Il tabulato di verifica di seguito riportato mostra che nelle verifiche a pressoflessione retta (seconda e terza combinazione) le misure della sicurezza (1,149 e 1,146) risultano entrambe maggiori di quella a pressoflessione deviate (1,062). Non così per quanto riguarda le verifiche a taglio in cui si può notare che l'armatura trasversale strettamente necessaria per la prima combinazione (deviata) risulta superiore a quella della seconda e terza combinazione (rette).

Da ciò si deduce che per il taglio a due componenti non ci sono sufficienti indicazioni normative per la sua sostituzione con due tagli equivalenti in sollecitazione retta (manca cioè un diagramma di interazione semplificato e conservativo).

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

NOME SEZIONE: ESEMPIO\_5

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 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: C28/35  
 Resis. compr. di calcolo  $f_{cd}$  : 158.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. compr. ridotta  $f_{cd}'$  : 79.30 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  $E_c$  : 323080 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione  $f_{ctm}$  : 28.80 daN/cm<sup>2</sup>

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

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 40.0 cm  
 Altezza: 50.0 cm

N. totale barre : 8  
 Diametro barre : 16 mm  
 Copriferro (dal baric. barre) : 4.0 cm  
 Coordinate Barre nei vertici :

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

Generazioni di barre lungo i lati:



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale (di vertice) cui si riferisce la generazione  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale (vertice) cui si riferisce la generazione  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. comprese tra la barra iniz. e la fin.

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre
1	1	4	1
2	2	3	1
3	1	2	1
4	4	3	1

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione  
 Vy Componente del Taglio [daN] nella direzione dell'asse princ. y della sezione  
 Vx Componente del Taglio [daN] nella direzione dell'asse princ. x della sezione

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	50000	14000	-11000	14000	11000
2	50000	20000	0	20000	0
3	50000	0	-15714	0	15714

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.4 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 2.4 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	50000	14000	11000	49983	14828	11729	1.062
2	S	50000	20000	0	49995	22988	0	1.149
3	S	50000	0	15714	49988	0	18004	1.146

**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,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O 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	-0.00031	20.0	25.0	0.00270	16.0	21.0	-0.00459	-16.0	-21.0
2	0.00350	-0.00232	-20.0	25.0	0.00241	-16.0	21.0	-0.00900	-16.0	-21.0
3	0.00350	-0.00232	20.0	25.0	0.00214	16.0	21.0	-0.00873	-16.0	-21.0



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

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,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	0.000112833	0.000087460	-0.000943178		
2	0.000000000	0.000271812	-0.003295296		
3	0.000339655	0.000000000	-0.003293104		

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

Diametro staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 18.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 5.6 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima normativa = 2.9]

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

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Vsdu Taglio agente [daN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  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	17271	49148	18497	37.6	45.9	21.80°	1.158	5.2
2	S	20000	52421	22619	46.0	40.0	21.80°	1.158	4.9
3	S	15714	51281	17702	36.0	50.0	21.80°	1.158	5.0



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

### 3.6 ESEMPIO 6

Si fa riferimento alla stessa sezione rettangolare di pilastro trattata nell'esempio precedente allo scopo di valutare con calcolo diretto la duttilità di curvatura posseduta dalla sezione per ognuna delle tre combinazioni assegnate. Nel caso di calcolo sismico il punto 7.4.4 NTC prescrive, per le sezioni ricadenti in zona critica, che il valore della duttilità di curvatura  $\mu_{\phi}$  risulti non minore di prefissati valori. Al punto 7.3.6.2 le NTC comunque consentono di omettere tale controllo purché si rispettino le regole di progetto e di gerarchia delle resistenze.

Il calcolo della duttilità di curvatura viene svolto dal programma tramite la costruzione di diagrammi momenti-curvature in cui il rapporto tra i momenti  $M_x$  e  $M_y$  viene mantenuto costante. Tra i vari tipi di diagrammi previsti in programma si utilizza, per il presente esempio, quello che tiene conto automaticamente del confinamento sulla base delle staffe effettivamente disposte. Viene pertanto utilizzato per il nucleo confinato della sezione un diagramma tensione-deformazione costruito secondo il punto 3.1.9 di EC2 che fornisce le espressioni da cui trarre il valore di resistenza  $f_{ck,c}$  del calcestruzzo confinato, la deformazione ultima  $\varepsilon_{cu2,c}$  e quella al limite del tratto parabolico  $\varepsilon_{c2,c}$ . Il tratto plastico del diagramma tensioni-deformazioni si ottiene però collegando il punto  $f_{ck,c}$  di massimo della parabola con il valore di  $0,85 f_{ck}$  in corrispondenza di  $\varepsilon_{cu2,c}$ . Le precedenti quantità  $f_{ck,c}$ ,  $\varepsilon_{c2,c}$ ,  $\varepsilon_{cu2,c}$  sono maggiorate rispetto a quelle impiegate per il calcolo di resistenza in quanto funzioni della tensione trasversale di confinamento  $\sigma_2$  il cui valore, però, non viene esplicitato nell'EC2. Occorre a questo scopo far ricorso all'autorevole "Model Code '90" che pone (per sezioni rettangolari):

$$\sigma_2 = 0,5 \alpha_n \alpha_s \omega_w \quad \text{in cui}$$

$$\alpha_n = 1 - 8 / (3 n) \quad \text{con } n = \text{numero di barre collegate da staffe e legature}$$

$$\alpha_s = 1 - s / (2 b_0) \quad \text{con } s = \text{passo staffe e } b_0 = \text{lato minore nucleo confinato}$$

$$\omega_w = (\text{Volume staffe} / \text{Volume nucleo confinato}) (f_{yd} / f_{cd})$$

Al conglomerato esterno al nucleo confinato viene invece assegnato il diagramma tensione-deformazione utilizzato per il calcolo di resistenza.

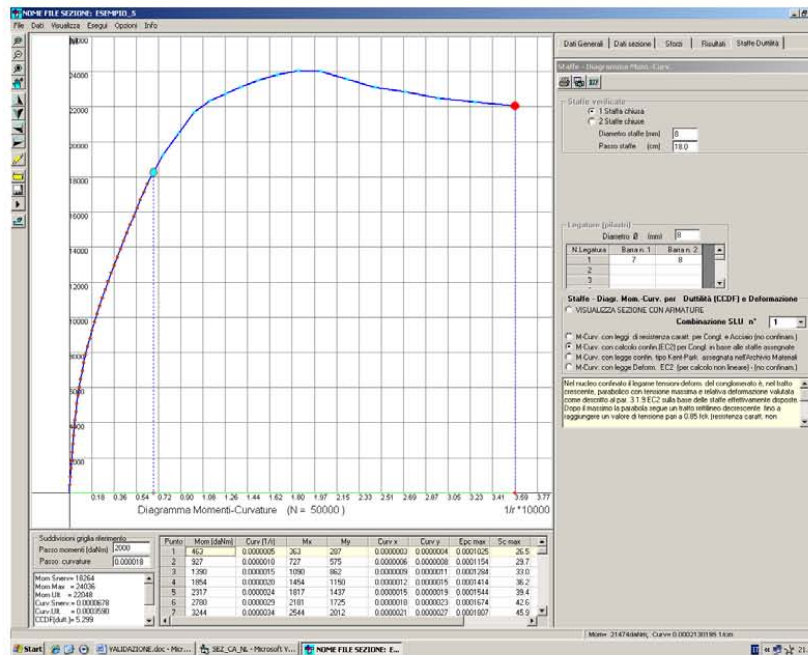
Si riporta di seguito sia l'output a video del diagramma Momenti-Curvature, sia il tabulato di stampa dello stesso con riferimento alla prima combinazione di carico in presso-flessione deviata. Il valore della duttilità di curvatura  $\mu_{\phi}$  risulta pari a 5,299. Il calcolo di duttilità per la seconda combinazione di carico (in presso flessione retta) conduce invece ad una duttilità notevolmente superiore e pari a 10,169.





Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC



**DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 daN)**  
**NO ME SEZIONE: ESEMPIO\_5**

Descrizione Sezione:  
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: C28/35  
 Diagramma coprif. non confinato: Parabola con max=Fc\_k  
 Resis. caratt. di calcolo fck: 280.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035  
 Diagramma congl. confinato sez. : Parabol.+retta decresc.  
 in base alle staffe  
 Resist. massima per confinamento : 296.41 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. a rottura (0.85 Fck) : 238.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Tens. laterale di confinam. efficace: 3.28 daN/cm<sup>2</sup>  
 Def. unit. per la max resistenza : 0.0022  
 Def. unit. ultima (par.3.1.9 EC2) : 0.0058

ACCIAIO - Tipo: B450C  
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.0675  
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 40.0 cm  
 Altezza: 50.0 cm  
 N. totale barre : 8



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

Diametro barre : 16 mm  
 Copriferro (dal baric. barre) : 4.0 cm  
 Coordinate Barre nei vertici :

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

Generazioni di barre lungo i lati:

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N.Barra In. Numero della barra iniziale (di vertice) cui si riferisce la generazione  
 N.Barra Fin. Numero della barra finale (vertice) cui si riferisce la generazione  
 N.Barre Numero di barre generate equidist. comprese tra la barra iniz. e la fin.

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre
1	1	4	1
2	2	3	1
3	1	2	1
4	4	3	1

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO**

Diametro staffe: 8 mm  
 Passo staffe: 18.0 cm [Passo massimo di normativa= 19.2]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 5.6 cm<sup>2</sup>/m

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sforzo normale costante di calcolo N 50000 daN  
 Momento di snervamento 18264 daNm  
 Momento massimo 24036 daNm  
 Momento a rottura 22048 daNm  
 Duttilità di curvatura CCDF (punto 7.4.4 NTC) 5.299

**PUNTI CALCOLATI DEL DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE**

N.Punto Numero d'ordine assegnato al punto calcolato del diagramma  
 M Momento vettoriale [daNm]  
 Curv. Curvatura [1000/cm] vettoriale corrispnd. al momento vettoriale  
 Mx Componente del momento totale relativa all'asse x princ.inerzia  
 My Componente del momento totale relativa all'asse y princ.inerzia  
 Curv x Componente della curvatura [1000/cm] relativa all'asse x  
 Curv y Componente della curvatura [1000/cm] relativa all'asse y  
 epc max Deformazione unit. massima congl. (positiva se di compressione)  
 Sc max Tensione congl. [daN/cm<sup>2</sup>] in corrispnd. di epc max  
 epf min Deformazione unit. minima acciaio (negativa se di trazione)  
 Sf min Tensione acciaio [daN/cm<sup>2</sup>] in corrispnd. di eps min

Punto	M	Curv	Mx	My	Curv x	Curv y	epc max	Scmax	eps min	Scmin
1	463	0.00049	363	287	0.00031	0.00038	0.0001	26	0.0001	154
2	927	0.00098	727	575	0.00061	0.00076	0.0001	30	0.0001	129
3	1390	0.00146	1090	862	0.00092	0.00114	0.0001	33	0.0001	104
4	1854	0.00195	1454	1150	0.00122	0.00152	0.0001	36	0.0000	79
5	2317	0.00244	1817	1437	0.00153	0.00190	0.0002	39	0.0000	55
6	2780	0.00293	2181	1725	0.00183	0.00228	0.0002	43	0.0000	30
7	3244	0.00343	2544	2012	0.00215	0.00267	0.0002	46	0.0000	4
8	3707	0.00397	2908	2300	0.00249	0.00309	0.0002	49	0.0000	-24
9	4171	0.00459	3271	2587	0.00287	0.00357	0.0002	53	0.0000	-57
10	4634	0.00528	3634	2875	0.00330	0.00411	0.0002	57	0.0000	-95
11	5097	0.00606	3998	3162	0.00379	0.00472	0.0002	62	-0.0001	-139
12	5561	0.00694	4361	3450	0.00435	0.00542	0.0003	66	-0.0001	-190
13	6024	0.00794	4725	3737	0.00497	0.00619	0.0003	71	-0.0001	-249
14	6487	0.00905	5088	4025	0.00566	0.00706	0.0003	77	-0.0002	-317
15	6951	0.01028	5452	4312	0.00643	0.00802	0.0003	83	-0.0002	-394
16	7414	0.01163	5815	4600	0.00727	0.00908	0.0004	89	-0.0002	-480

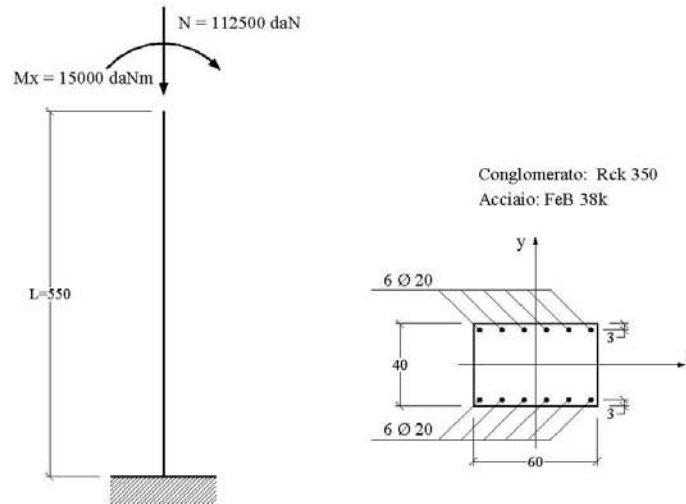


Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

17	7878	0.01311	6179	4887	0.00819	0.01023	0.0004	95	-0.0003	-575
18	8341	0.01470	6542	5175	0.00918	0.01148	0.0004	102	-0.0003	-681
19	8804	0.01642	6905	5462	0.01025	0.01283	0.0005	109	-0.0004	-796
20	9268	0.01825	7269	5749	0.01138	0.01426	0.0005	116	-0.0005	-919
21	9731	0.02019	7632	6037	0.01258	0.01578	0.0005	123	-0.0005	-1052
22	10195	0.02222	7996	6324	0.01385	0.01738	0.0006	130	-0.0006	-1194
23	10658	0.02436	8359	6612	0.01517	0.01906	0.0006	137	-0.0007	-1344
24	11121	0.02657	8723	6899	0.01653	0.02081	0.0006	144	-0.0008	-1500
25	11585	0.02886	9086	7187	0.01794	0.02261	0.0007	151	-0.0008	-1663
26	12048	0.03121	9449	7474	0.01939	0.02446	0.0007	158	-0.0009	-1831
27	12512	0.03362	9813	7762	0.02087	0.02636	0.0007	165	-0.0010	-2004
28	12975	0.03608	10176	8049	0.02238	0.02830	0.0008	171	-0.0011	-2182
29	13438	0.03859	10540	8337	0.02392	0.03028	0.0008	178	-0.0012	-2364
30	13902	0.04114	10903	8624	0.02548	0.03229	0.0009	185	-0.0013	-2549
31	14365	0.04372	11267	8912	0.02707	0.03434	0.0009	191	-0.0014	-2738
32	14828	0.04635	11630	9199	0.02868	0.03641	0.0009	197	-0.0015	-2929
33	15292	0.04900	11994	9487	0.03030	0.03851	0.0010	203	-0.0016	-3123
34	15755	0.05170	12357	9774	0.03195	0.04064	0.0010	209	-0.0017	-3320
35	16219	0.05441	12720	10062	0.03360	0.04279	0.0011	215	-0.0018	-3518
36	16682	0.05716	13084	10349	0.03529	0.04497	0.0011	221	-0.0019	-3720
37	17145	0.05994	13447	10636	0.03698	0.04717	0.0012	227	-0.0020	-3923
38	17609	0.06274	13811	10924	0.03869	0.04939	0.0012	232	-0.0021	-4128
39	19260	0.07537	15106	11948	0.04640	0.05939	0.0014	253	-0.0025	-4566
40	20501	0.08800	16079	12718	0.05412	0.06939	0.0016	269	-0.0030	-4572
41	21680	0.10061	17004	13450	0.06180	0.07939	0.0017	282	-0.0035	-4579
42	22329	0.11329	17512	13852	0.06959	0.08939	0.0019	290	-0.0040	-4586
43	22743	0.12591	17837	14109	0.07729	0.09939	0.0021	295	-0.0045	-4593
44	23128	0.13852	18140	14348	0.08498	0.10939	0.0022	296	-0.0049	-4599
45	23509	0.15233	18438	14584	0.09340	0.12033	0.0024	296	-0.0055	-4607
46	23926	0.16753	18687	14781	0.10270	0.13237	0.0026	296	-0.0061	-4615
47	24036	0.18424	18852	14911	0.11289	0.14560	0.0029	296	-0.0067	-4623
48	24025	0.20264	18843	14905	0.12413	0.16016	0.0032	296	-0.0074	-4632
49	23564	0.22399	18482	14619	0.13833	0.17618	0.0035	296	-0.0081	-4643
50	23122	0.24624	18135	14344	0.15192	0.19380	0.0039	296	-0.0089	-4654
51	22863	0.27067	17932	14184	0.16679	0.21318	0.0043	296	-0.0098	-4666
52	22482	0.29740	17633	13947	0.18292	0.23449	0.0047	296	-0.0107	-4679
53	22259	0.32677	17458	13809	0.20061	0.25794	0.0052	296	-0.0117	-4693
54	22048	0.35904	17292	13678	0.22001	0.28374	0.0057	296	-0.0129	-4709



### 3.7 ESEMPIO 7



L'esempio, tratto dal volume di R.Calzona, C.Cestelli Guidi – Il calcolo del cemento armato (Hoepli) – si riferisce al calcolo allo stato limite ultimo di instabilità di un pilastro snello a sezione rettangolare i cui dati sono riportati in figura.

Si utilizza il metodo semplificato detto della “colonna modello” con riferimento alle sollecitazioni rette contenute nel piano verticale la cui traccia nel piano della sezione coincide con l'asse y. I valori indicati per N ed Mx sono quelli del primo ordine già amplificati con gli opportuni coefficienti stabiliti per la combinazione ultima che si intende verificare.

Le sollecitazioni da calcolo vanno sempre incrementate del momento flettente causato dall'eccentricità non intenzionale  $e_{ni}$  da porre non minore di  $L_0/300 = 3.67$  cm essendo  $L_0$  la lunghezza di libera inflessione del pilastro in questo caso (schema a mensola) pari a  $2L = 1100$  cm.:

$$N_d = 112500 \text{ daN}$$

$$M_d = 15000 + 112500 \times 0.0367 = 19129 \text{ daNm}$$

All'avvio del calcolo occorre inserire preliminarmente (nell'archivio materiali) i dati relativi sia al conglomerato Rck350 che all'acciaio FeB38k per renderli identici a quelli riportati nel testo citato:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 290,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,6 = 154,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{td} = f_{yk} / 1,15 = 3304 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\epsilon_{ud,ult} = 0,01$$

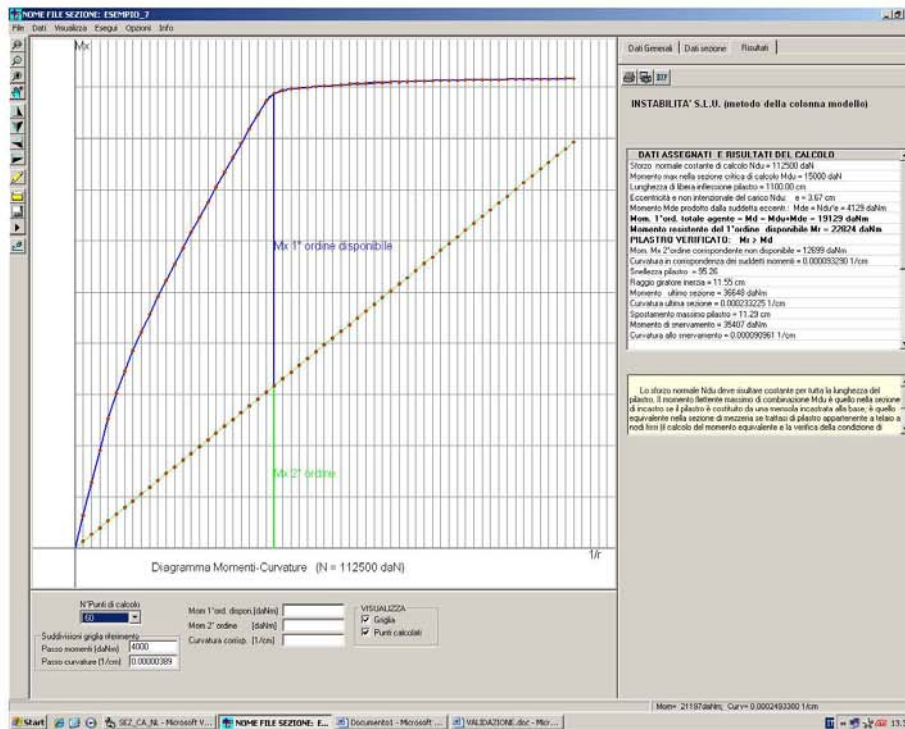
In particolare i dati relativi agli sforzi agenti richiesti dal programma sono i seguenti:

Sforzo normale di calcolo $N_d$ costante =	112500 daN
Momento max di calcolo $M_d$ nella sezione critica =	15000 daNm
Lunghezza di libera inflessione =	1100 cm



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

Eccentricità non intenzionale = 3.67 cm  
 Si noti come il momento Md richiesto sia al netto di quello prodotto dall'eccentricità non intenzionale in quanto il programma provvederà automaticamente ad effettuare la somma tra i due momenti agenti.  
 Gli output a video ed a stampa, di seguito riportati, indicano che la sezione risulta verificata in quanto il momento resistente effettivamente disponibile (al netto di quello del secondo ordine) pari a 22824 daNm è maggiore di quello di calcolo di 19129 daNm. I risultati sono in pratica coincidenti con quelli esposti nel citato testo.



**STATO LIMITE DI INSTABILITA' (Metodo della Colonna Modello)**

**DATI SEZIONE CRITICA PILASTRO**  
 NOME SEZIONE: ESEMPIO\_7

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: Rck350  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 154.30 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 : 337216 daN/cm<sup>2</sup>



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

ACCIAIO - Tipo: FeB38k  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 3800.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk: 3800.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3304.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3304.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010  
 Modulo Elastico Ef: 2100000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

**SFORZI ASSEGNATI E RISULTATI DEL CALCOLO**

Sforzo normale costante di calcolo Ndu = 112500 daN  
 Sforzo normale costante di calcolo Ndu = 15000 daNm  
 Lunghezza di libera inflessione pilastro = 1100.00 cm  
 Eccentricità e non intenzionale del carico Ndu: e = 3.67 cm  
 Momento Mde prodotto dalla suddetta eccentricità: Mde = Ndu\*e = 4129 daNm  
 Raggio giratore d'inerzia riferito all'asse x di inflessione = 11.55 cm  
 Snellezza pilastro = Lungh.libera infless./raggio giratore = 95.26  
**Momento del 1°ordine totale agente = Md = Mdu+Mde = 19129 daNm**  
**Momento resistente del 1°ordine disponibile Mr = 22824 daNm**  
**PILASTRO VERIFICATO: Mr > Md**  
 Mom. Mx 2°ordine corrispondente al massimo momento disponibile = 12699 daNm  
 Curvatura corrispondente ai suddetti momenti = .000093290 1/cm  
 Momento resistente ultimo sezione critica = 36648 daNm  
 Curvatura ultima sezione (in corrisp. del Mom.resist.Ultimo)=.000233225 1/cm  
 Spostamento massimo pilastro = 11.29 cm  
 Momento di snervamento sezione critica = 35407 daNm  
 Curvatura allo snervamento = .000090961 1/cm

**PUNTI CALCOLATI DEL DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE**

N.Punto Numero d'ordine assegnato al punto calcolato del diagramma  
 Curvat. Curvatura [1/cm] del punto calcolato  
 Mx Momento totale [daNm] per la curv. data riferito all'asse x  
 Mx\_1° Quota disponibile del 1° ordine del momento totale Mx  
 Mx\_2° Quota non disponibile del 2° ordine del momento totale Mx

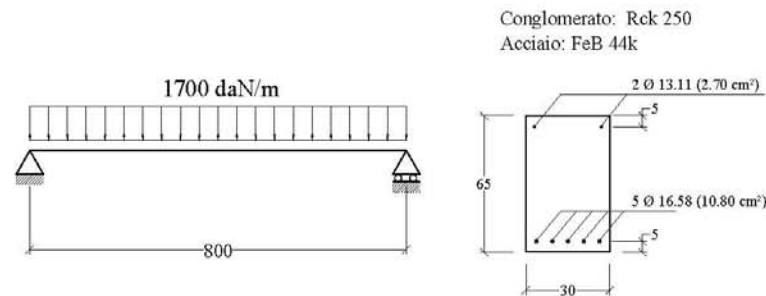
N.Punto	Curvat.	Mx	Mx_1°	Mx_2°
1	0.000003887	2554	2025	529
2	0.000007774	5105	4047	1058
3	0.000011661	7651	6064	1587
4	0.000015548	10102	7985	2117
5	0.000019435	12119	9473	2646
6	0.000023322	13857	10682	3175
7	0.000027210	15429	11725	3704
8	0.000031097	16896	12663	4233
9	0.000034984	18288	13526	4762
10	0.000038871	19629	14338	5291
11	0.000042758	20929	15108	5820
12	0.000046645	22198	15848	6350
13	0.000050532	23440	16561	6879
14	0.000054419	24659	17252	7408
15	0.000058306	25861	17924	7937
16	0.000062193	27047	18581	8466
17	0.000066080	28220	19225	8995
18	0.000069967	29374	19850	9524
19	0.000073855	30520	20466	10053
20	0.000077742	31651	21068	10583
21	0.000081629	32770	21658	11112
22	0.000085516	33875	22234	11641
23	0.000089403	34973	22803	12170
<b>24</b>	<b>0.000093290</b>	<b>35523</b>	<b>22824</b>	<b>12699</b>
25	0.000097177	35707	22478	13228
26	0.000101064	35835	22078	13757
27	0.000104951	35906	21620	14286
28	0.000108838	35970	21154	14816
29	0.000112725	36030	20685	15345
30	0.000116612	36083	20209	15874
31	0.000120500	36133	19730	16403
32	0.000124387	36174	19242	16932



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257	36455	14232	22223
43	0.000167145	36472	13719	22753
44	0.000171032	36485	13204	23282
45	0.000174919	36499	12689	23811
46	0.000178806	36517	12177	24340
47	0.000182693	36531	11662	24869
48	0.000186580	36545	11147	25398
49	0.000190467	36557	10630	25927
50	0.000194354	36568	10111	26456
51	0.000198241	36577	9592	26986
52	0.000202128	36585	9070	27515
53	0.000206015	36596	8552	28044
54	0.000209902	36604	8031	28573
55	0.000213789	36614	7512	29102
56	0.000217677	36623	6991	29631
57	0.000221564	36628	6468	30160
58	0.000225451	36634	5945	30689
59	0.000229338	36644	5425	31219
60	0.000233225	36648	4901	31748

### 3.8 ESEMPIO 8



La trave in c.a. su due appoggi in figura è tratta dall'Example 7.4 del volume di A.Ghali, R.Favre "Concrete Structures - stresses and deformations" (E & FN SPON) è costituita per la sua intera lunghezza dalla sezione costante, per geometria e materiali, denominata ESEMPIO\_8\_GHALI\_SEZ.sez pure presente tra i files di esempio del programma.

Al tempo  $t_0$  viene applicato un carico uniforme di 1700 daN/m che rappresenta il carico risultante di una combinazione *quasi permanente* di esercizio. Si chiede il valore della freccia massima della trave a lungo termine ( $t = \infty$ ) posto che i dati meccanici e reologici siano i seguenti:

- $E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$
- $E_c(t_0) = 300000 \text{ daN/cm}^2$  = modulo elastico al tempo  $t_0$  di applicazione del carico
- $f_{ctm} = 25 \text{ daN/cm}^2$  = resistenza media a trazione del conglomerato
- $\phi(t, t_0) = 2.5$  = coeff. di viscosità valutato da  $t_0$  al tempo finale  $t$
- $\epsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025$  = deformazione per ritiro nello stesso intervallo di tempo
- $\chi(t, t_0) = 0.8$  = coeff. di invecchiamento

Prima di poter assegnare i dati della trave è stato necessario creare il file della sezione corrente della trave denominato ESEMPIO\_8\_GHALI.sez. Nel corso dell'input di questa sezione vanno inseriti i dati geometrici, meccanici e reologici finora elencati (nonché un momento fittizio qualsiasi). Una volta salvato il file della sezione è stato creato un nuovo file di calcolo, qui denominato ESEMPIO\_8.sez, in





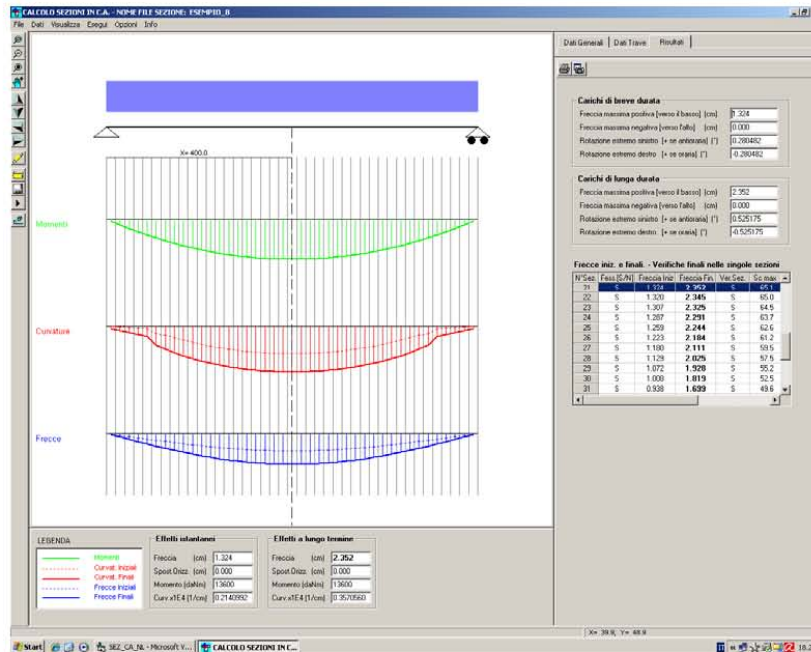
Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

cui una volta assegnata la tipologia del calcolo delle frecce in campata singola vanno effettuate le seguenti scelte:

- Tipologia della combinazione di carico di esercizio: quasi permanente
- Tipo di campata: trave su due appoggi
- N° tronchi a sezione costante: 1 (la geometria e l'armatura sono costanti per tutta la lunghezza della trave)
- Passo medio della discretizzazione: 20 cm
- Coppie agli estremi appoggiati della trave: 0 daNm
- Caratteristiche dei singoli tronchi della trave:
  - Nome Sezione: ESEMPIO\_8\_GHALI.sez
  - Lunghezza tronco: 800 cm
  - $P_y = 1700$  daN/m
  - $N = 0$  daN.

Negli output a video ed a stampa sotto riportati viene indicata, fra l'altro, la freccia massima (in corrispondenza del concio centrale) pari a 2.35 cm identica a quella calcolata testo citato. Si noti come la freccia istantanea pari a 1,32 cm sia circa la metà della freccia differita (quest'ultima calcolata col metodo AAEM). Oltre a calcolare le frecce nei singoli conci per integrazione delle curvatures il programma ne verifica l'apertura delle fessure e le tensioni normali. Con questo stesso programma possono essere studiate (con piccolo errore) campate di travi iperstatiche (appartenenti a generici impalcati di edifici) a condizione di assegnare le coppie iperstatiche di estremità. Essendo inoltre possibile assegnare uno sforzo normale costante può essere studiata la deformazione (in un solo piano di inflessione) anche dei pilastri.





Geostru Software - Validazione codice di calcolo

RC-SEC

**CALCOLO FRECCHE E VERIFICA SEZIONI DI UNA TRAVE IN C.A.**  
**NOME DEL FILE: ESEMPIO\_8**

Descrizione Calcolo:  
 Tipologia della trave: Trave su due appoggi di estremità  
 Numero tronchi a sez. costante: 1  
 Passo medio discretizz. trave: 20 cm  
 Tipologia combinazione carico: Quasi Permanente  
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

**CONGLOM. N. 1 - Classe: C20/25**  
 Modulo Elastico Normale Ec: 300000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson: 0.20  
 Resis. media a trazione fctm: 25.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Viscosità: 2.50  
 Coeff. Ritiro: 0.25 /1000  
 Coeff. Invecchiamento: 0.800  
 Tensione normale Limite: 90.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite: 0.300 mm

**ACCIAIO N. 1 - Tipo: B450C**  
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza ist. B1\*B2: 1.00  
 Coeff. Aderenza diff. B1\*B2: 0.50  
 Tensione normale Sf Limite: 3150.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE DEI SINGOLI TRONCHI DELLA TRAVE**

N.Tronco Numero progressivo assegnato ai tronchi da sinistra a destra  
 Nome Sez. Nome del file della sezione assegnata al tronco  
 Lunghezza Lunghezza del tronco [cm]  
 Carico un. Carico verticale uniformemente ripartito [daN/m] sul tronco  
 [positivo se diretto verso il basso]

N.Tronco	Nome Sezione	Lunghezza	Carico un.
1	ESEMPIO_8_GHA	800.0	1700

**FRECCHE - CURVATURE - SPOST. ASSIALI DELLE SINGOLE SEZIONI DELLA TRAVE**

N.sez Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra  
 X sez Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra  
 Nome Sez. Nome del file della sezione all'ascissa X sez  
 Ver S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione  
 Fess. S/N = sezione fessurata o con conglomerato interamente reagente  
 Fr.Ini Freccia istantanea [cm] all'applicazione del carico [positiva se verso il basso]  
 Cur.Ini Curvatura istantanea [1/cm] della sezione all'applicazione del carico  
 S.O.Ini Spostamento assiale istantaneo [cm] della sezione all'applicazione del carico  
 [positivo se opposto al verso crescente delle ascisse]  
 Fr.Fin Freccia [cm] a fenomeni reologici esauriti [positiva se verso il basso]  
 Cur.Fin Curvatura [1/cm] della sezione a fenomeni reologici esauriti  
 S.O.Fin Spostamento assiale [cm] della sezione a fenomeni reologici esauriti

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Fess.	Fr.Ini	Cur.Ini	S.O.Ini	Fr.Fin	Cur.Fin	S.O.Fin
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000	<b>0.089</b>	0.0000020	0.000
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000	<b>0.268</b>	0.0000036	0.000
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000	<b>0.444</b>	0.0000052	0.000
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000	<b>0.619</b>	0.0000067	0.000
5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000	<b>0.791</b>	0.0000081	0.000
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000	<b>0.960</b>	0.0000151	0.000
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000	<b>1.124</b>	0.0000181	0.000
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000	<b>1.280</b>	0.0000208	0.000
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000	<b>1.429</b>	0.0000231	0.000
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000	<b>1.569</b>	0.0000252	0.000
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000	<b>1.699</b>	0.0000271	0.000
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000	<b>1.819</b>	0.0000288	0.000



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000	<b>1.928</b>	0.0000302	0.000
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000	<b>2.025</b>	0.0000315	0.000
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000	<b>2.111</b>	0.0000326	0.000
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000	<b>2.184</b>	0.0000336	0.000
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000	<b>2.244</b>	0.0000344	0.000
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000	<b>2.291</b>	0.0000349	0.000
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000	<b>2.325</b>	0.0000354	0.000
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000	<b>2.345</b>	0.0000356	0.000
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.324	0.0000214	0.000	<b>2.352</b>	0.0000357	0.000
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000	<b>2.345</b>	0.0000356	0.000
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000	<b>2.325</b>	0.0000354	0.000
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000	<b>2.291</b>	0.0000349	0.000
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000	<b>2.244</b>	0.0000344	0.000
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000	<b>2.184</b>	0.0000336	0.000
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000	<b>2.111</b>	0.0000326	0.000
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000	<b>2.025</b>	0.0000315	0.000
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000	<b>1.928</b>	0.0000302	0.000
30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000	<b>1.819</b>	0.0000288	0.000
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000	<b>1.699</b>	0.0000271	0.000
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000	<b>1.569</b>	0.0000252	0.000
33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000	<b>1.429</b>	0.0000231	0.000
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000	<b>1.280</b>	0.0000208	0.000
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000	<b>1.124</b>	0.0000181	0.000
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000	<b>0.960</b>	0.0000151	0.000
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000	<b>0.791</b>	0.0000081	0.000
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000	<b>0.619</b>	0.0000067	0.000
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000	<b>0.444</b>	0.0000052	0.000
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000	<b>0.268</b>	0.0000036	0.000
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000	<b>0.089</b>	0.0000020	0.000

VERIFICA SEZIONI PER TENSIONI NORMALI ED APERTURA DELLE FESSURE

N.sez	Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra
X sez	Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra
Nome Sez.	Nome del file della sezione all'ascissa X sez
Ver	S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione
Momento	Momento flettente nella sezione considerata
Sf.Ass.	Sforzo normale baricentrico[daN] assegnato [+ se di compressione]
Sc max	Massima tensione [daN/cm²] di compressione nel conglomerato
Sf min	Massima trazione [daN/cm²] nell'acciaio
Ap.Fess.	Apertura fessure finale massima [mm] nella sezione

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Momento	Sf.Ass.	Sc max	Sf min	Ap.Fess.
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	339.1	0.000
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	255.4	0.000
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	175.9	0.000
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	100.8	0.000
5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	29.9	0.000
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-1078.8	0.067
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-1240.6	0.092
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-1391.1	0.114
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-1530.6	0.133
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-1658.8	0.150
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-1776.0	0.166
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-1881.9	0.179
13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-1976.7	0.191
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-2060.4	0.202
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-2132.9	0.211
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-2194.2	0.218
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-2244.4	0.225
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-2283.5	0.229
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-2311.4	0.233
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-2328.1	0.235
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13600	0	65.13	-2333.7	0.236
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-2328.1	0.235
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-2311.4	0.233
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-2283.5	0.229
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-2244.4	0.225
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-2194.2	0.218
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-2132.9	0.211
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-2060.4	0.202
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-1976.7	0.191



GeoSTRU Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-1881.9	0.179
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-1776.0	0.166
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-1658.8	0.150
33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-1530.6	0.133
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-1391.1	0.114
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-1240.6	0.092
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-1078.8	0.067
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	29.9	0.000
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	100.8	0.000
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	175.9	0.000
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	255.4	0.000
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	339.1	0.000

## 1. SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P

STUDIO CORONA S.r.l.

---

I.T. S.r.l.

---

CONSORZIO UNING

---

SETAC S.r.l.

---

DOTT. DANILO GALLO

---

ECOPLAN S.r.l.

---

E&G S.r.l.

---

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

---

ING. RENATO DEL PRETE

---