

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 - COD. MI608

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata: GA&M s.r.l. Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	 Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

HD05

H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI  
 HD - CV16 - CAVALCAVIA

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA - PALI DI FONDAZIONE SPALLE

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	HD05_P03CV16STRRE04_A.PDF		
LO203	E	2301	CODICE ELAB. P03CV16STRRE04	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		Ottobre 2023	ING. STEFANIA RUGGIERI	ING. GAETANO RANIERI
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>
3.1 CALCESTRUZZO	6
3.2 ACCIAIO	13
<b>4. PARAMETRI GEOTECNICI</b>	<b>14</b>
4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI	16
<b>5. AZIONE SISMICA</b>	<b>17</b>
<b>6. SPALLA</b>	<b>22</b>
<b>7. PALI</b>	<b>23</b>
<b>7.1 AZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>23</b>
7.1.1 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA	23
7.1.2 COMBINAZIONI SLU	24
7.1.3 COMBINAZIONE SISMICA	25
7.1.4 COMBINAZIONI SLE	26
<b>7.2 CRITERI DI VERIFICA</b>	<b>31</b>
<b>7.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE</b>	<b>33</b>
<b>7.4 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE</b>	<b>36</b>
<b>7.5 CEDIMENTI</b>	<b>42</b>
<b>7.6 SOLLECITAZIONI LUNGO IL PALO</b>	<b>43</b>
<b>7.7 VERIFICA ARMATURA PALO</b>	<b>50</b>
7.7.1 VERIFICA IN TESTA AI PALI	50
7.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA – TRATTO 1	54
7.7.3 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA – TRATTO 2	58
<b>8. ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO CEDIMENTI</b>	<b>62</b>
<b>9. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E VERIFICHE SVOLTE</b>	<b>71</b>
<b>9.1 PROGRAMMA RC-SEC</b>	<b>72</b>
<b>9.2 PROGRAMMA GROUP</b>	<b>96</b>
9.2.1 INTRODUZIONE	96
9.2.2 VALIDAZIONE DATI OUTPUT	96
9.2.3 LETTERATURA E APPLICAZIONI	97
<b>10. SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P</b>	<b>98</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 – Ozero. Il ponte copre una luce di calcolo uguale a 24.2m

La sede stradale della carreggiata è larga 8.50 m; su entrambi i cigli sono presenti cordoli, realizzati con un ringrosso della soletta, della larghezza di 1.25 m; 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 4 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 dei pali di fondazione. Per la verifica dell'impalcato e delle spalle si rimanda alle relazioni specifiche.

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 sarà gettata una soletta di cemento armato ordinario, di spessore 25 cm, realizzata mediante getto su predalles tralicciate che fungono da cassero perso.

La costruzione è 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.

A sostegno del cono di rilevato si realizzeranno muri di linea fondati su pali.

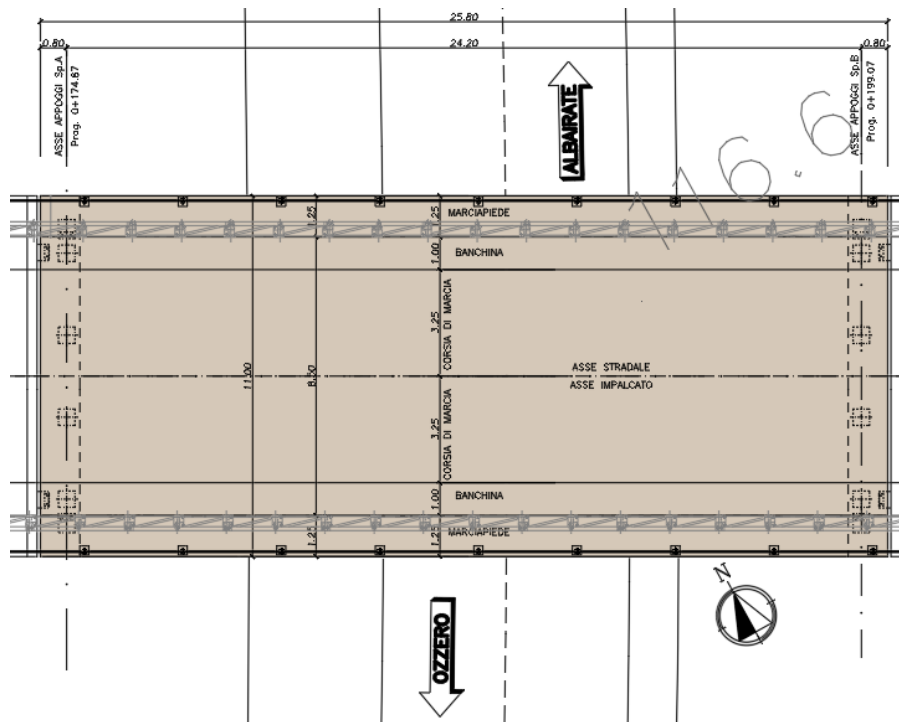


Figura 1: Pianta impalcato

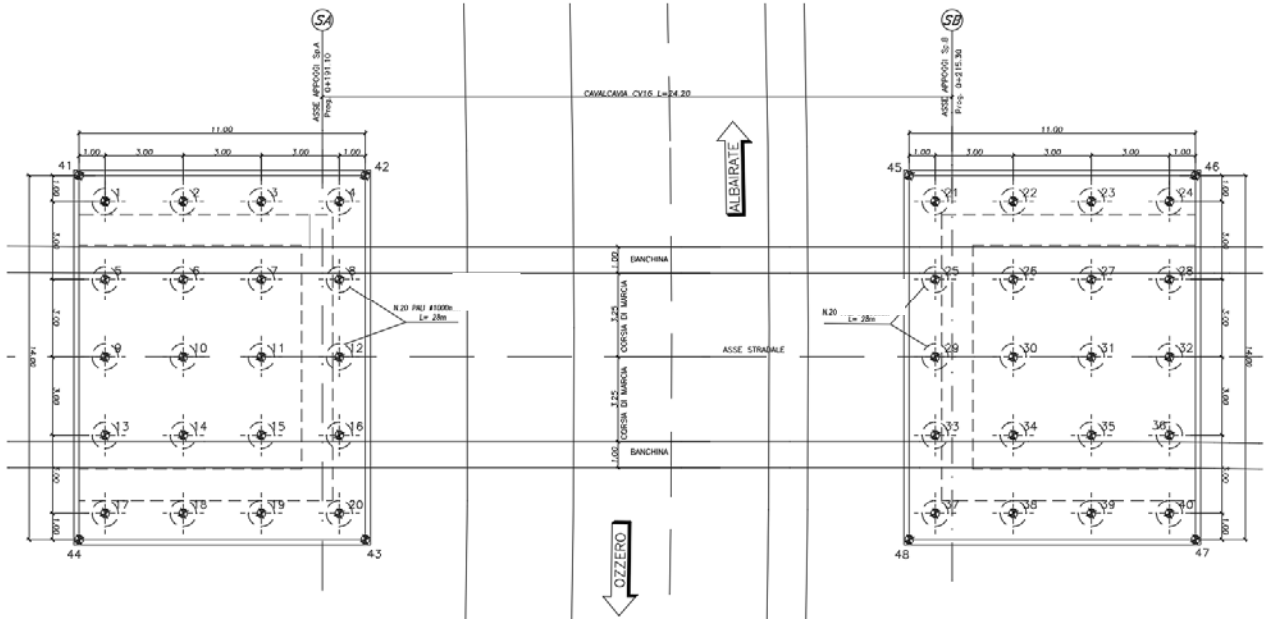


Figura 2: Pianta fondazioni

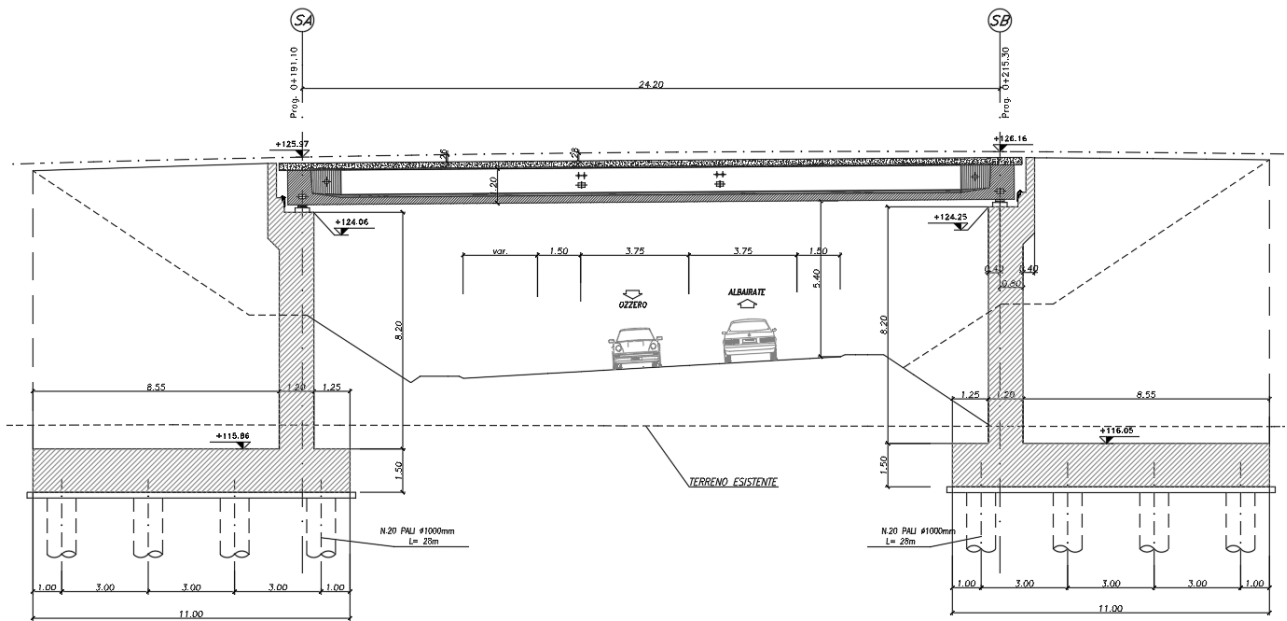


Figura 3: Profilo longitudinale

**SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO**  
 SCALA 1:50

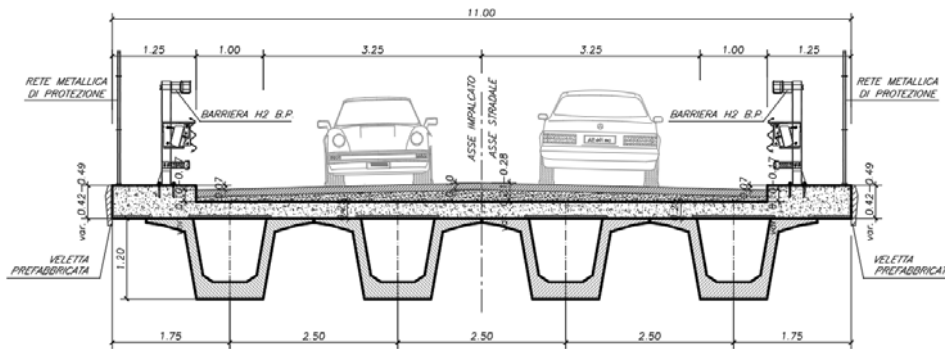


Figura 4: Sezione trasversale



## 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>
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	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>
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	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		
Massima dimensione aggregato	16		
Copriferro	40		
Rapporto A/C	0,5		

Elevazioni spalle, muri, paraghiaia

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

Soletta per impalcati:

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

<i>Acciaio per cemento armato</i>		
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 $f_{yk}$	$\geq f_{y, nom}$	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 $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 $\phi$	
12 $\leq \phi \leq 16$ mm	5 $\phi$	
per 16 $< \phi \leq 25$ mm	8 $\phi$	
per 25 $< \phi \leq 40$ 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)

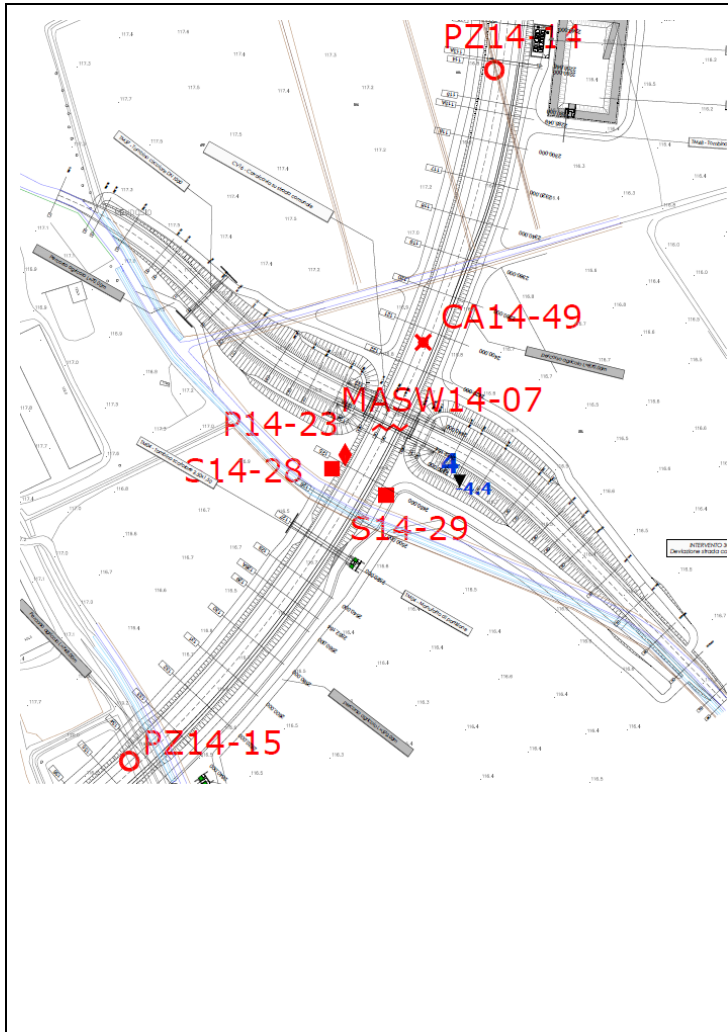
Per quanto riguarda i parametri geotecnici generali, essi sono riportati nella tabella seguente:

	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 dal profilo geotecnico ricostruito lungo l'asse principale della strada. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 9 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1(G3) corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 9 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2(S1), corrispondente a terreni a grana medio-fine.

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	0.20					Terreno vegetale
	1.10					Sabbia medio fine limosa marrone scuro
2	2.00					Sabbia da grossa a fine limosa a tratti ghiaiosa marrone rossastro

- CA 14-49
- S14-28
- S14-29
- P14-23: 15.00 m
- Pz14-14: 2.00 m
- Pz 14-15
- MASW 14-07: 30.00 m

N.B.: la profondità delle indagini eseguite nelle precedenti campagne di indagine non è nota; tuttavia, il profilo geologico e geotecnico del progetto definitivo è stato ricostruito anche in base a dette indagini, per cui si deve ritenere che esse siano coerenti con i risultati forniti dalle indagini 2014.

In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 2.41 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

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' <sub>op</sub>	LL (%)	cu (kPa)	E (MPa)	E <sub>op</sub>
Ug1 (G3)	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	32° ÷ 38°	35°			26 ÷ 36	30
Ug2 (S1)	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	35°	26 ÷ 36		26 ÷ 36	30

I valori di progetto di Φ' e E sono indicati con Φ'<sub>op</sub> e E<sub>op</sub>

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 (G3) - sino a 7 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 (S1) - sino a 35 m sotto la q.i.p.

Sabbia

Angolo di attrito interno: 35°

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 potrà tenere 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.

A tergo delle spalle si considera un riempimento avente un angolo d'attrito di 37° e un  $\gamma=20\text{kN}/\text{mc}$ .

## 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

$\eta$   $1/q$

$a_g$  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:

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".

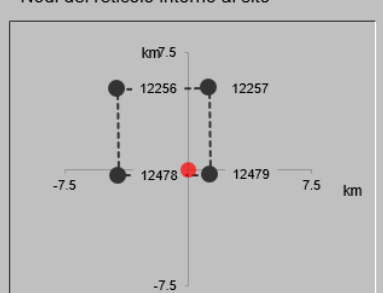
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

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

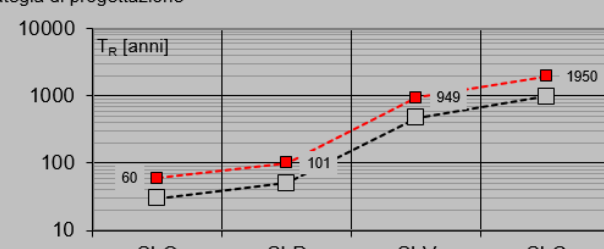
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

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 **SLV** info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_S = 1.500$

$C_C = 1.556$  info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 1.000$

$S_T = 1.000$  info

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

### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$  **1**

Regol. in altezza **si** info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1.5**

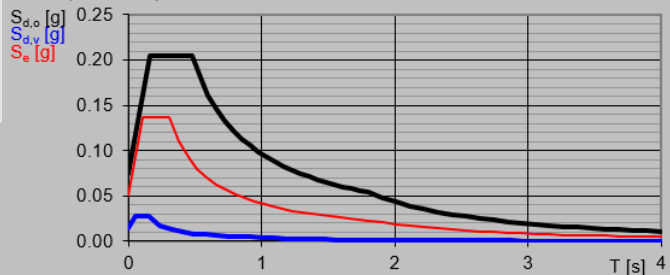
$\eta = 0.667$  info

### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

### Spettri di risposta



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

### 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

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

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

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

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

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

### 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  $1/q$ , 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
$T_B \leftarrow$	0.157	0.205
$T_C \leftarrow$	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
$T_D \leftarrow$	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, sull'altra spalla saranno applicate, a favore di sicurezza, le medesime considerazioni.

Per ulteriori dettagli e le verifiche in elevazione, si rimanda alla relazione P03CV16STRRE03.

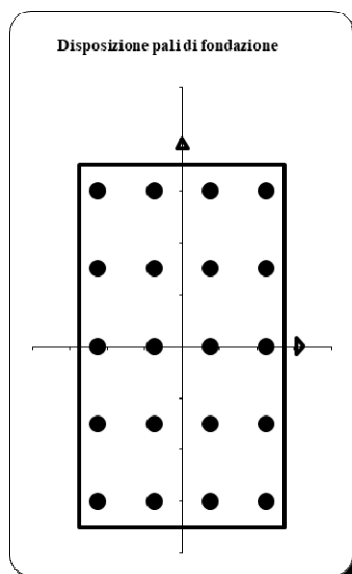
## 7. PALI

### 7.1 AZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE

In questo paragrafo è riportato il calcolo delle sollecitazioni di carico assiale, momento e taglio agenti lungo il fusto dei pali. Le azioni sui pali sono calcolate a partire dalle sollecitazioni trasmesse in fondazione dalla struttura. Le azioni globali sono relative al baricentro della fondazione della spalla e sono riferite all'intradosso della fondazione stessa.

Le verifiche dei pali di fondazione sono eseguite con riferimento alle combinazioni di carico più gravose caratterizzate da massimo sforzo assiale e massima azione tagliante sui pali.

#### 7.1.1 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA



f =	1.00	m	Diametro pali
$A_p =$	0.79	m <sup>2</sup>	Area singolo palo
$n_p =$	20.00		Numero totale pali
$B_x =$	11.00	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	14.00	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

#### COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE

Palo	X	Y	$r_i$	$X^2$	$Y^2$	$r_i^2$
n°	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
1	-4.50	6.00	7.50	20.25	36.00	56.25
2	-1.50	6.00	6.18	2.25	36.00	38.25
3	1.50	6.00	6.18	2.25	36.00	38.25
4	4.50	6.00	7.50	20.25	36.00	56.25
5	-4.50	3.00	5.41	20.25	9.00	29.25
6	-1.50	3.00	3.35	2.25	9.00	11.25
7	1.50	3.00	3.35	2.25	9.00	11.25
8	4.50	3.00	5.41	20.25	9.00	29.25
9	-4.50	0.00	4.50	20.25	0.00	20.25
10	-1.50	0.00	1.50	2.25	0.00	2.25
11	1.50	0.00	1.50	2.25	0.00	2.25
12	4.50	0.00	4.50	20.25	0.00	20.25
13	-4.50	-6.00	7.50	20.25	36.00	56.25
14	-1.50	-6.00	6.18	2.25	36.00	38.25
15	1.50	-6.00	6.18	2.25	36.00	38.25
16	4.50	-6.00	7.50	20.25	36.00	56.25
17	-4.50	-3.00	5.41	20.25	9.00	29.25
18	-1.50	-3.00	3.35	2.25	9.00	11.25
19	1.50	-3.00	3.35	2.25	9.00	11.25
20	4.50	-3.00	5.41	20.25	9.00	29.25

## 7.1.2 COMBINAZIONI SLU

### SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T <sub>x</sub> kN	T <sub>y</sub> kN	M <sub>x</sub> kNm	M <sub>y</sub> kNm	N <sub>max/palo</sub> kN	N <sub>min/palo</sub> kN	T/palo kN
Vento a ponte scarico	45041	10003	90	990	51577	3300	1204	500
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	50602	11712	79	-5070	68277	3980	1080	586
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	50602	11712	79	-5070	68277	3980	1080	586
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	50079	12290	79	-3558	70386	3971	1037	614
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	50079	12290	79	-3558	70386	3971	1037	614
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	50079	11712	79	-3558	63700	3837	1171	586
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	50079	11712	79	-3558	63700	3837	1171	586
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	48509	12290	79	978	56657	3575	1276	614
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	48509	12290	79	978	56657	3575	1276	614
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	48509	12290	79	978	56657	3575	1276	614
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	48509	12290	79	978	56657	3575	1276	614
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	48509	12290	79	978	56657	3575	1276	614
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	48509	12290	79	978	56657	3575	1276	614
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	48509	11712	79	978	49972	3441	1410	586

CV16 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1237	1080	1080	1037	1037	1171	1171	1442	1442	1309	1309	1442	1442
2	1925	1990	1990	1975	1975	2020	2020	2109	2109	2064	2064	2109	2109
3	2612	2901	2901	2914	2914	2869	2869	2775	2775	2819	2819	2775	2775
4	3300	3811	3811	3852	3852	3719	3719	3441	3441	3575	3575	3441	3441
5	1229	1122	1122	1067	1067	1200	1200	1434	1434	1300	1300	1434	1434
6	1916	2033	2033	2005	2005	2050	2050	2100	2100	2056	2056	2100	2100
7	2604	2943	2943	2944	2944	2899	2899	2767	2767	2811	2811	2767	2767
8	3292	3853	3853	3882	3882	3748	3748	3433	3433	3567	3567	3433	3433
9	1221	1165	1165	1096	1096	1230	1230	1426	1426	1292	1292	1426	1426
10	1908	2075	2075	2035	2035	2079	2079	2092	2092	2048	2048	2092	2092
11	2596	2985	2985	2973	2973	2929	2929	2759	2759	2803	2803	2759	2759
12	3284	3896	3896	3912	3912	3778	3778	3425	3425	3559	3559	3425	3425
13	1204	1249	1249	1156	1156	1289	1289	1410	1410	1276	1276	1410	1410
14	1892	2159	2159	2094	2094	2139	2139	2076	2076	2031	2031	2076	2076
15	2579	3070	3070	3032	3032	2988	2988	2742	2742	2787	2787	2742	2742
16	3267	3980	3980	3971	3971	3837	3837	3409	3409	3542	3542	3409	3409
17	1212	1207	1207	1126	1126	1260	1260	1418	1418	1284	1284	1418	1418
18	1900	2117	2117	2064	2064	2109	2109	2084	2084	2040	2040	2084	2084
19	2588	3028	3028	3003	3003	2958	2958	2750	2750	2795	2795	2750	2750
20	3275	3938	3938	3941	3941	3808	3808	3417	3417	3550	3550	3417	3417
max	3300	3980	3980	3971	3971	3837	3837	3441	3441	3575	3575	3441	3441
n° palo	4	16	16	16	16	16	16	4	4	4	4	4	4
min	1204	1080	1080	1037	1037	1171	1171	1410	1410	1276	1276	1410	1410
n° palo	13	1	1	1	1	1	1	13	13	13	13	13	13
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1442	1442	1309	1309	1442	1442	1442	1442	1309	1309	1442	1442	
2	2109	2109	2064	2064	2109	2109	2109	2109	2064	2064	2109	2109	
3	2775	2775	2819	2819	2775	2775	2775	2775	2819	2819	2775	2775	
4	3441	3441	3575	3575	3441	3441	3441	3441	3575	3575	3441	3441	
5	1434	1434	1300	1300	1434	1434	1434	1434	1300	1300	1434	1434	
6	2100	2100	2056	2056	2100	2100	2100	2100	2056	2056	2100	2100	
7	2767	2767	2811	2811	2767	2767	2767	2767	2811	2811	2767	2767	
8	3433	3433	3567	3567	3433	3433	3433	3433	3567	3567	3433	3433	
9	1426	1426	1292	1292	1426	1426	1426	1426	1292	1292	1426	1426	
10	2092	2092	2048	2048	2092	2092	2092	2092	2048	2048	2092	2092	
11	2759	2759	2803	2803	2759	2759	2759	2759	2803	2803	2759	2759	
12	3425	3425	3559	3559	3425	3425	3425	3425	3559	3559	3425	3425	
13	1410	1410	1276	1276	1410	1410	1410	1410	1276	1276	1410	1410	
14	2076	2076	2031	2031	2076	2076	2076	2076	2031	2031	2076	2076	
15	2742	2742	2787	2787	2742	2742	2742	2742	2787	2787	2742	2742	
16	3409	3409	3542	3542	3409	3409	3409	3409	3542	3542	3409	3409	
17	1418	1418	1284	1284	1418	1418	1418	1418	1284	1284	1418	1418	
18	2084	2084	2040	2040	2084	2084	2084	2084	2040	2040	2084	2084	
19	2750	2750	2795	2795	2750	2750	2750	2750	2795	2795	2750	2750	
20	3417	3417	3550	3550	3417	3417	3417	3417	3550	3550	3417	3417	
max	3441	3441	3575	3575	3441	3441	3441	3441	3575	3575	3441	3441	
n° palo	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
min	1410	1410	1276	1276	1410	1410	1410	1410	1276	1276	1410	1410	
n° palo	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	

max	3980
min	3300

7.1.3 COMBINAZIONE SISMICA

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T/palo
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Sisma X Nmax+	34656	11267	841	3689	61098	3016	449	565
Sisma Z Nmax+	35539	3608	841	3666	26804	2374	1180	185
Sisma Y Nmax+	34656	3608	2804	14411	26563	2504	961	228
Sisma X Nmax-	33898	11267	841	3709	60892	2975	415	565
Sisma Z Nmax-	33014	3608	841	3733	26116	2235	1066	185
Sisma Y Nmax-	33898	3608	2804	14432	26357	2463	927	228



	Sisma X Nmax+	Sisma Z Nmax+	Sisma Y Nmax+	Sisma X Nmax-	Sisma Z Nmax-	Sisma Y Nmax-
Palo	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	572	1302	1442	539	1191	1408
2	1387	1659	1796	1351	1539	1760
3	2202	2017	2150	2163	1887	2111
4	3016	2374	2504	2975	2235	2463
5	542	1271	1322	508	1159	1288
6	1356	1629	1676	1320	1508	1639
7	2171	1986	2030	2132	1856	1991
8	2985	2344	2384	2944	2204	2342
9	511	1241	1202	477	1128	1168
10	1325	1598	1556	1289	1477	1519
11	2140	1956	1910	2101	1825	1871
12	2955	2313	2264	2913	2173	2222
13	449	1180	961	415	1066	927
14	1264	1537	1315	1227	1414	1279
15	2079	1895	1670	2039	1763	1630
16	2893	2252	2024	2851	2111	1982
17	480	1210	1081	446	1097	1047
18	1295	1568	1436	1258	1445	1399
19	2109	1925	1790	2070	1794	1750
20	2924	2283	2144	2882	2142	2102
<b>max</b>	3016	2374	2504	2975	2235	2463
<b>n° palo</b>	4	4	4	4	4	4
<b>min</b>	449	1180	961	415	1066	927
<b>n° palo</b>	13	13	13	13	13	13
<b>max</b>	<b>3016</b>					
<b>min</b>	<b>415</b>					

### 7.1.4 COMBINAZIONI SLE

#### SLE RARE

##### SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	33364	7276	88	1087	26580	2218	1118	364
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	37930	8901	53	-1588	38985	2703	1090	445
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	37930	8901	53	-1588	38985	2703	1090	445
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	37542	9008	113	-428	39524	2675	1079	450
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	37542	9008	113	-428	39524	2675	1079	450
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	37542	8901	53	-1028	37782	2650	1104	445
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	37542	8901	53	-1028	37782	2650	1104	445
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	2513	1125	445
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	2513	1125	445
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	36380	9008	113	1252	35914	2558	1080	450
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	36380	9008	113	1252	35914	2558	1080	450
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	2513	1125	445
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	2513	1125	445
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	36380	9008	113	1252	35914	1080	1080	450
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	36380	9008	113	1252	35914	1080	1080	450
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	36380	9008	113	1252	35914	1080	1080	450
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	36380	9008	113	1252	35914	1080	1080	450
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	36380	8901	53	652	34172	1125	1125	445

CV16 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1155	1090	1090	1079	1079	1104	1104	1146	1146	1122	1122	1146	1146
2	1509	1610	1610	1606	1606	1608	1608	1602	1602	1600	1600	1602	1602
3	1863	2130	2130	2133	2133	2112	2112	2058	2058	2079	2079	2058	2058
4	2218	2650	2650	2660	2660	2616	2616	2513	2513	2558	2558	2513	2513
5	1146	1104	1104	1083	1083	1113	1113	1141	1141	1111	1111	1141	1141
6	1500	1623	1623	1610	1610	1617	1617	1597	1597	1590	1590	1597	1597
7	1854	2143	2143	2137	2137	2120	2120	2052	2052	2069	2069	2052	2052
8	2209	2663	2663	2664	2664	2624	2624	2508	2508	2548	2548	2508	2508
9	1137	1117	1117	1087	1087	1121	1121	1136	1136	1101	1101	1136	1136
10	1491	1637	1637	1614	1614	1625	1625	1591	1591	1580	1580	1591	1591
11	1845	2156	2156	2141	2141	2129	2129	2047	2047	2058	2058	2047	2047
12	2200	2676	2676	2668	2668	2633	2633	2502	2502	2537	2537	2502	2502
13	1118	1143	1143	1094	1094	1139	1139	1125	1125	1080	1080	1125	1125
14	1473	1663	1663	1621	1621	1642	1642	1580	1580	1559	1559	1580	1580
15	1827	2183	2183	2148	2148	2146	2146	2036	2036	2038	2038	2036	2036
16	2182	2703	2703	2675	2675	2650	2650	2492	2492	2516	2516	2492	2492
17	1128	1130	1130	1090	1090	1130	1130	1130	1130	1090	1090	1130	1130
18	1482	1650	1650	1617	1617	1634	1634	1586	1586	1569	1569	1586	1586
19	1836	2170	2170	2144	2144	2138	2138	2041	2041	2048	2048	2041	2041
20	2191	2689	2689	2671	2671	2641	2641	2497	2497	2527	2527	2497	2497
<b>max</b>	2218	2703	2703	2675	2675	2650	2650	2513	2513	2558	2558	2513	2513
<b>n° palo</b>	4	16	16	16	16	16	16	4	4	4	4	4	4
<b>min</b>	1118	1090	1090	1079	1079	1104	1104	1125	1125	1080	1080	1125	1125
<b>n° palo</b>	13	1	1	1	1	1	1	13	13	13	13	13	13
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1146	1146	1122	1122	1146	1146	1146	1146	1122	1122	1146	1146	
2	1602	1602	1600	1600	1602	1602	1602	1602	1600	1600	1602	1602	
3	2058	2058	2079	2079	2058	2058	2058	2058	2079	2079	2058	2058	
4	2513	2513	2558	2558	2513	2513	2513	2513	2558	2558	2513	2513	
5	1141	1141	1111	1111	1141	1141	1141	1141	1111	1111	1141	1141	
6	1597	1597	1590	1590	1597	1597	1597	1597	1590	1590	1597	1597	
7	2052	2052	2069	2069	2052	2052	2052	2052	2069	2069	2052	2052	
8	2508	2508	2548	2548	2508	2508	2508	2508	2548	2548	2508	2508	
9	1136	1136	1101	1101	1136	1136	1136	1136	1101	1101	1136	1136	
10	1591	1591	1580	1580	1591	1591	1591	1591	1580	1580	1591	1591	
11	2047	2047	2058	2058	2047	2047	2047	2047	2058	2058	2047	2047	
12	2502	2502	2537	2537	2502	2502	2502	2502	2537	2537	2502	2502	
13	1125	1125	1080	1080	1125	1125	1125	1125	1080	1080	1125	1125	
14	1580	1580	1559	1559	1580	1580	1580	1580	1559	1559	1580	1580	
15	2036	2036	2038	2038	2036	2036	2036	2036	2038	2038	2036	2036	
16	2492	2492	2516	2516	2492	2492	2492	2492	2516	2516	2492	2492	
17	1130	1130	1090	1090	1130	1130	1130	1130	1090	1090	1130	1130	
18	1586	1586	1569	1569	1586	1586	1586	1586	1569	1569	1586	1586	
19	2041	2041	2048	2048	2041	2041	2041	2041	2048	2048	2041	2041	
20	2497	2497	2527	2527	2497	2497	2497	2497	2527	2527	2497	2497	
<b>max</b>	2513	2513	2558	2558	2513	2513	2513	2513	2558	2558	2513	2513	
<b>n° palo</b>	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
<b>min</b>	1125	1125	1080	1080	1125	1125	1125	1125	1080	1080	1125	1125	
<b>n° palo</b>	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
<b>max</b>	2703												
<b>min</b>	1079												

SLE frequenti

**SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

C.C. n°	N kN	T <sub>x</sub> kN	T <sub>y</sub> kN	M <sub>x</sub> kNm	M <sub>y</sub> kNm	N <sub>max/palo</sub> kN	N <sub>min/palo</sub> kN	T <sub>palo</sub> kN
Vento a ponte scarico	33364	7276	53	652	26580	2211	1126	364
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	36788	8495	18	-1463	35884	2581	1097	425
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	36788	8495	18	-1463	35884	2581	1097	425
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	36788	8575	63	-1013	37190	2600	1079	429
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	36788	8575	63	-1013	37190	2600	1079	429
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	36788	8495	18	-1463	35884	2581	1097	425
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	36788	8495	18	-1463	35884	2581	1097	425
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	2430	1132	425
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	2430	1132	425
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	35626	8575	63	667	33581	2464	1099	429
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	35626	8575	63	667	33581	2464	1099	429
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	2430	1132	425
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	2430	1132	425
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	35626	8575	63	667	33581	1099	1099	429
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	35626	8575	63	667	33581	1099	1099	429
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	35626	8575	63	667	33581	1099	1099	429
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	35626	8575	63	667	33581	1099	1099	429
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	35626	8495	18	217	32274	1132	1132	425

CV16 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1147	1097	1097	1079	1079	1097	1097	1139	1139	1121	1121	1139	1139
2	1502	1576	1576	1575	1575	1576	1576	1570	1570	1569	1569	1570	1570
3	1856	2054	2054	2070	2070	2054	2054	2000	2000	2016	2016	2000	2000
4	2211	2533	2533	2566	2566	2533	2533	2430	2430	2464	2464	2430	2430
5	1142	1110	1110	1087	1087	1110	1110	1138	1138	1115	1115	1138	1138
6	1496	1588	1588	1583	1583	1588	1588	1568	1568	1563	1563	1568	1568
7	1851	2066	2066	2079	2079	2066	2066	1998	1998	2011	2011	1998	1998
8	2205	2545	2545	2575	2575	2545	2545	2429	2429	2458	2458	2429	2429
9	1137	1122	1122	1096	1096	1122	1122	1136	1136	1110	1110	1136	1136
10	1491	1600	1600	1591	1591	1600	1600	1566	1566	1557	1557	1566	1566
11	1845	2079	2079	2087	2087	2079	2079	1996	1996	2005	2005	1996	1996
12	2200	2557	2557	2583	2583	2557	2557	2427	2427	2453	2453	2427	2427
13	1126	1146	1146	1112	1112	1146	1146	1132	1132	1099	1099	1132	1132
14	1480	1625	1625	1608	1608	1625	1625	1562	1562	1546	1546	1562	1562
15	1835	2103	2103	2104	2104	2103	2103	1993	1993	1994	1994	1993	1993
16	2189	2581	2581	2600	2600	2581	2581	2423	2423	2442	2442	2423	2423
17	1131	1134	1134	1104	1104	1134	1134	1134	1134	1104	1104	1134	1134
18	1486	1612	1612	1600	1600	1612	1612	1564	1564	1552	1552	1564	1564
19	1840	2091	2091	2096	2096	2091	2091	1995	1995	2000	2000	1995	1995
20	2194	2569	2569	2592	2592	2569	2569	2425	2425	2447	2447	2425	2425
<b>max</b>	2211	2581	2581	2600	2600	2581	2581	2430	2430	2464	2464	2430	2430
<b>n° palo</b>	4	16	16	16	16	16	16	4	4	4	4	4	4
<b>min</b>	1126	1097	1097	1079	1079	1097	1097	1132	1132	1099	1099	1132	1132
<b>n° palo</b>	13	1	1	1	1	1	1	13	13	13	13	13	13
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	1139	1139	1121	1121	1139	1139	1139	1139	1121	1121	1139	1139	
2	1570	1570	1569	1569	1570	1570	1570	1570	1569	1569	1570	1570	
3	2000	2000	2016	2016	2000	2000	2000	2000	2016	2016	2000	2000	
4	2430	2430	2464	2464	2430	2430	2430	2430	2464	2464	2430	2430	
5	1138	1138	1115	1115	1138	1138	1138	1138	1115	1115	1138	1138	
6	1568	1568	1563	1563	1568	1568	1568	1568	1563	1563	1568	1568	
7	1998	1998	2011	2011	1998	1998	1998	1998	2011	2011	1998	1998	
8	2429	2429	2458	2458	2429	2429	2429	2429	2458	2458	2429	2429	
9	1136	1136	1110	1110	1136	1136	1136	1136	1110	1110	1136	1136	
10	1566	1566	1557	1557	1566	1566	1566	1566	1557	1557	1566	1566	
11	1996	1996	2005	2005	1996	1996	1996	1996	2005	2005	1996	1996	
12	2427	2427	2453	2453	2427	2427	2427	2427	2453	2453	2427	2427	
13	1132	1132	1099	1099	1132	1132	1132	1132	1099	1099	1132	1132	
14	1562	1562	1546	1546	1562	1562	1562	1562	1546	1546	1562	1562	
15	1993	1993	1994	1994	1993	1993	1993	1993	1994	1994	1993	1993	
16	2423	2423	2442	2442	2423	2423	2423	2423	2442	2442	2423	2423	
17	1134	1134	1104	1104	1134	1134	1134	1134	1104	1104	1134	1134	
18	1564	1564	1552	1552	1564	1564	1564	1564	1552	1552	1564	1564	
19	1995	1995	2000	2000	1995	1995	1995	1995	2000	2000	1995	1995	
20	2425	2425	2447	2447	2425	2425	2425	2425	2447	2447	2425	2425	
<b>max</b>	2430	2430	2464	2464	2430	2430	2430	2430	2464	2464	2430	2430	
<b>n° palo</b>	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
<b>min</b>	1132	1132	1099	1099	1132	1132	1132	1132	1099	1099	1132	1132	
<b>n° palo</b>	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
<b>max</b>	<b>2600</b>												
<b>min</b>	<b>1079</b>												

### SLE quasi permanenti

<b>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
<b>C.C.</b>	<b>N</b>	<b>T<sub>x</sub></b>	<b>T<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>	<b>N<sub>max/palo</sub></b>	<b>N<sub>min/palo</sub></b>	<b>T<sub>palo</sub></b>
<b>n°</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
Vento a ponte scarico	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 1 centr. A <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 1 ecc. A <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2a centr. A <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2a ecc. A <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2b centr. A <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2b ecc. A <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 1 centr. A <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 1 ecc. A <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2a centr. A <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2a ecc. A <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2b centr. A <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 2b ecc. A <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	2173	1163	357
Gruppo 1 centr. B <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 1 ecc. B <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2a centr. B <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2a ecc. B <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2b centr. B <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2b ecc. B <sub>max</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 1 centr. B <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 1 ecc. B <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2a centr. B <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2a ecc. B <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2b centr. B <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357
Gruppo 2b ecc. B <sub>min</sub>	33364	7143	0	0	25244	1163	1163	357



CV16 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
<b>Palo</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>
<b>n°</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
1	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163
2	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
3	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836
4	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173
5	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163
6	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
7	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836
8	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173
9	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163
10	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
11	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836
12	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173
13	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163
14	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
15	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836
16	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173
17	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163
18	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
19	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836
20	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173
<b>max</b>	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173
<b>n° palo</b>	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
<b>min</b>	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163
<b>n° palo</b>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
<b>Palo</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	
<b>n°</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	
1	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	
2	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
3	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	
4	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	
5	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	
6	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
7	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	
8	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	
9	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	
10	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
11	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	
12	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	
13	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	
14	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
15	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	
16	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	
17	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	
18	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
19	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	1836	
20	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	
<b>max</b>	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	2173	
<b>n° palo</b>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
<b>min</b>	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	1163	
<b>n° palo</b>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
<b>max</b>	<b>2173</b>												
<b>min</b>	<b>1163</b>												

## 7.2 CRITERI DI VERIFICA

Per quanto attiene alla verifica dei pali di fondazione, secondo le indicazioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" 2018, le verifiche di sicurezza relative allo Stato Limite Ultimo e in condizioni sismiche, con riferimento alla combinazione di Salvaguardia della Vita (SLV) impongono che:

$$Ed \leq Rd$$

essendo Ed il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed Rd il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando al N.T.C. per i dettagli, le verifiche saranno svolte con la seguente combinazione:

Approccio 2

"A1+M1+R3";



Nel seguente prospetto sono indicati i coefficienti parziali da applicare ai principali parametri fisico-meccanici del terreno:

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

I coefficienti parziali da applicare alle Resistenze per carichi assiali, risultano i seguenti:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il coefficiente parziali da applicare alle Resistenze per carichi trasversali invece, risulta il seguente:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La resistenza di progetto del palo soggetto a carichi assiali si ottiene mediante le seguenti relazioni:

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a compressione}$$

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a trazione}$$

con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$  : resistenza caratt. palo soggetto a carichi assiali di

compressione;

- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$ : resistenza caratt. del palo soggetto a carichi assiali di trazione;
- $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ): resistenza di calcolo del palo soggetto a carichi assiali di compressione (di trazione);
- $\xi_3$  e  $\xi_4$ : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, i cui valori sono indicati nella Tabella 6.4.IV seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- $\gamma_R$ : coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi assiali i cui valori sono riportati nella Tabella 6.4.II seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

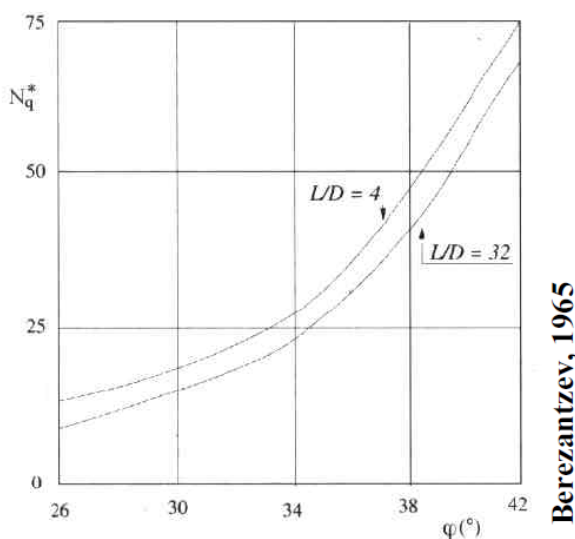
(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

### 7.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

Nel calcolo della resistenza della capacità portante limite per pali di grande diametro si considera il seguente grafico per il calcolo di  $Nq^*$  di Berezantev, 1965.

# CARICO LIMITE

## Pali di grande diametro



### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

**OPERA:** CV16

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00 (m)	Area del Palo (Ap):	0.785 (m <sup>2</sup> )
Carico massimo sul palo (Comb. A1+M1+R3)	Nd = 3980 (kN)	Lpalo=	28.00 (m)

#### Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

$\xi$   
1.65

#### Coefficienti parziali $\gamma_r$ da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

R3 Pali trivellati  
 $\gamma_b$  1.35  
 $\gamma_s$  1.15

#### Coefficiente parziale $\gamma_t$ per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3  
 $\gamma_t$  1.3

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
1	Ghiaia fald	7.00	0.00	9.50	<b>9.50</b>	15.00	35.00	0.43	0.00	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
2	sabbia fald	21.00	28.00	9.00	<b>9.00</b>	15.00	35.00	0.43	0.00	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

### LEGENDA

$\Delta H_i$	spessore dello strato
$H_f$	profondità dello strato dal p.c.
$\gamma_n$	peso specifico del terreno naturale
$\gamma'$	peso specifico efficace
$N_{SPT}$	Numero colpi al piede (solo granula)
$\phi$	angolo di attrito (solo granulari)
$K$	rapporto tra $\sigma_v/\sigma_v$
$c_u$	coesione non drenata (solo coesivi)
$c_a$	adesione (solo coesivi)

(per il corretto funzionamento del foglio di calcolo si è indicato  $\gamma_n=\gamma'$ )

### PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
2		21.00	28.00	9.00	9.00	15.00	35.00	0.43	0.00	0.00	0.00

$A_b$	Area della base del palo	0.79	[m <sup>2</sup> ]
$\sigma_{vL}$	Pressione geostatica di base	255.5	[kPa]
$N_q=UB_k$	Coeff. di pressione geostatica	26	
$c$	Coesione alla base	0.00	[kPa]
$N_c$	Coeff. di coesione	0	

$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	<b>5217.40</b>	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	<b>2339.64</b>	[kN]

### PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$		$c_a$	$s$
$\sigma_{n,1}$	tensione laterale strato 1°	0	66.5	33.25	14.4305	0.00	10.10
$\sigma_{n,2}$	tensione laterale strato 2°	66.5	255.5	161	69.874	0.00	48.93
$\sigma_{n,3}$	tensione laterale strato 3°	0	0	0	0	0.00	0.00
$\sigma_{n,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	0.00	0.00
$\sigma_{n,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	0.00	0.00
$\sigma_{n,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	0.00	0.00
$\sigma_{n,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	0.00	0.00
$\sigma_{n,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	0.00	0.00
$\sigma_{n,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	0.00	0.00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	<b>3497.74</b>	[kN]	<b>Peso proprio palo</b>	<b>549.78</b>	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	<b>1840.92</b>	[kN]			

Si considera il contributo del peso del palo considerando però che il volume dello stesso va a sostituire un egual volume di terreno:

$\gamma_{\text{terreno}}$	19 kN/mc		
$\gamma_{\text{cls}}$	25 kN/mc		
Peso palo =		550	kN
Peso terreno =		418	kN
$\Delta W =$		<b>132</b>	<b>kN</b>

$N_{\text{slu}}$	3980	$Q_{\text{punta}}$	2340	
$W*1.35$	178	$Q_{\text{lat}}$	1841	
	<u>4158</u>		<u>4181</u>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

I pali sono ad interasse di 3 diametri e pertanto si assume un fattore di efficienza  $E = 1$ . Da qui la portata totale ammissibile di gruppo vale  $(Q_{\text{punta}} + Q_{\text{lat}}) * n^{\circ} \text{pali} - W_{\text{pali}}$

$n^{\circ} \text{pali}$	20		kN
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO =		<b>80972</b>	
CARICO MASSIMO SULLA PALIFICATA =		<b>50602</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

#### 7.4 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

##### Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluyente e che il valore della pressione  $p$  sia determinato solo dalla dimensione  $d$  della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- $\gamma$  = peso di volume del terreno
- $d$  = diametro del palo
- $z$  = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo" insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione  $M_{max} < M_y$  ( $M_y$ : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità  $f$ , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

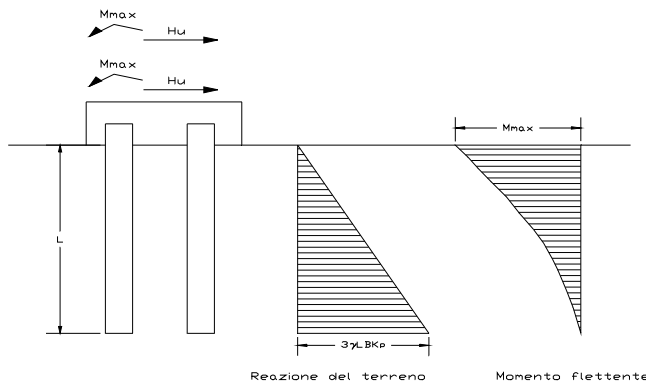
- $H_u (e+2/3f) = 2 M_y$

dove:

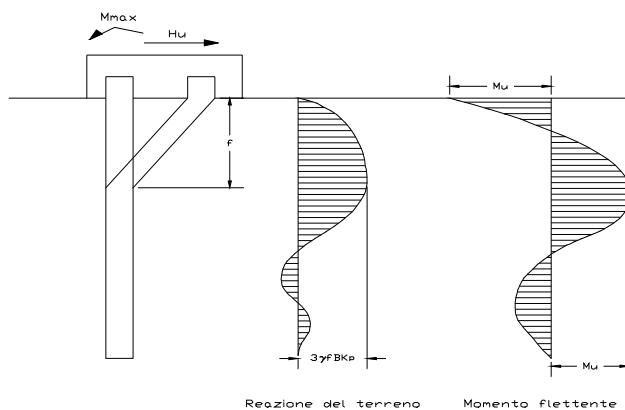
- $f = 0.82 [ H_u / (\gamma d k_p) ]^{0.5}$ .

**Schemi di rottura metodo di Broms:**

*Pali corti:*



*Pali lunghi:*



Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel primo tratto:



**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

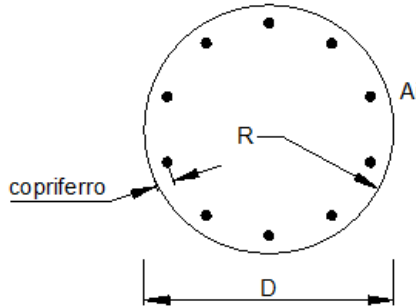
Diametro = 1000 (mm)  
 Raggio = 500 (mm)  
 Sforzo Normale = 415 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

**calcestruzzo**

$R_{ck} = 30$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\gamma_{m,c} = 2.1$   
 $\alpha = 0.8$

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 14.29$  (N/mm<sup>2</sup>)



**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_E = 1.00$

$\gamma_S = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.3$  (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s = 206000$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{ys} = 0.190\%$

$\epsilon_{uk} = 7.500\%$

$\epsilon_{ud} = 6.750\%$

$\alpha = 0.9$

**Armature**

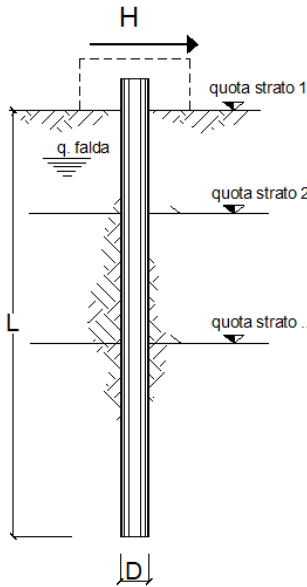
numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
20	24	9047.79	60
20	24	9047.79	90
0	8	0.00	30

calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 2394.8$  (kN m)

opera **CV16**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
	p.c.=strato 1	0.00	19.5	9.5	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	-7.00	19	9	35	3.69	0
<input type="checkbox"/>	strato 3					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda 0 (m)  
 Diametro del palo D 1.00 (m)  
 Lunghezza del palo L 28.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 2395 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1397.4 (kN)  
 Palo intermedio H = 10614.5 (kN)  
 Palo corto H = 40006.1 (kN)  
**Hlim = 1397.4 (kN) Palo lungo**

**Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:**

$\xi$   
 1.65

**Coefficiente parziale  $\gamma_t$  per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali**

R3  
 $\gamma_t$  1.3

$R_t = H_{lim} / (\xi * \gamma) = 1397 \text{ kN} / (1.65 * 1.3) = 651 > T_{max} = 614 \text{ kN} \quad \text{OK}$

Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel secondo tratto:

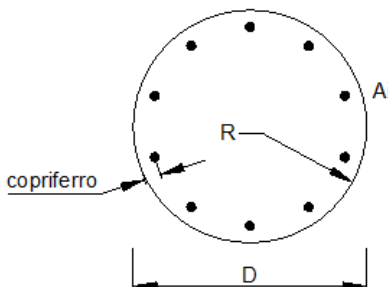
**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1000 (mm)  
 Raggio = 500 (mm)  
 Sforzo Normale = 415 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

**calcestruzzo**

Rck = 30 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\gamma_{m,c}$  = 2.1  
 $\alpha$  = 0.8  
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 14.29$  (N/mm<sup>2</sup>)



**Acciaio**

tipo di acciaio: B450C  
 $f_{yk} = 450$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\gamma_E = 1.00$   
 $\gamma_s = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_s = 206000$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_{ys} = 0.190\%$   
 $\epsilon_{uk} = 7.500\%$   
 $\epsilon_{ud} = 6.750\%$   
 $\alpha = 0.9$

**Armature**

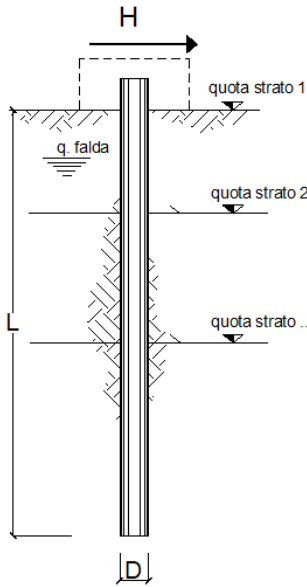
numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
20	24	9047.79	60
0	24	0.00	90
0	8	0.00	30

calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 1401.7$  (kN m)

opera **CV16**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
	p.c.=strato 1	0.00	19.5	9.5	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	-7.00	19	9	35	3.69	0
<input type="checkbox"/>	strato 3					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda	0	(m)
Diametro del palo D	1.00	(m)
Lunghezza del palo L	28.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo $M_y$	1402	(kNm)
Step di calcolo	0.01	(m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Palo lungo	H =	974.6	(kN)
Palo intermedio	H =	10569.5	(kN)
Palo corto	H =	40006.1	(kN)
	<b>Hlim =</b>	<b>974.6</b>	<b>(kN)</b>

**Palo lungo**

$$R_t = H_{lim} / (\zeta * \gamma) = 975 \text{ kN} / (1.65 * 1.3) = 455 > T \text{ al di sotto di 1.5m di profondità}$$

Considerando la lunghezza di sovrapposizione di armature e l'ancoraggio nel plinto di fondazione, a favore di sicurezza la seconda gabbia più interna sarà lunga 4m.

## 7.5 CEDIMENTI

Per l'analisi dei cedimenti si adotta il programma GROUP della Ensoft. Per ulteriori dettagli si rimanda al relativo allegato.

Il cedimento della palificata e del singolo palo maggiormente sollecitato di cui al tabulato del programma, risulta agli SLE (Carico  $N_{\max\text{palo}} = 2703 \text{ kN}$ ):

Convenzione segni:

Asse X: verticale. Segno + verso il basso

Asse Y: orizzontale trasversale

Asse Z: orizzontale longitudinale

Displacement of group pile foundation		
X (m)	Y (m)	Z (m)
0.0037	0.0106	0.00015

Displacement of pile 20		
X (m)	Y (m)	Z (m)
0.0067	0.0106	0.00014

Tali valori risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

## 7.6 SOLLECITAZIONI LUNGO IL PALO

Di seguito si ricavano i momenti agenti lungo il palo per la verifica strutturale:

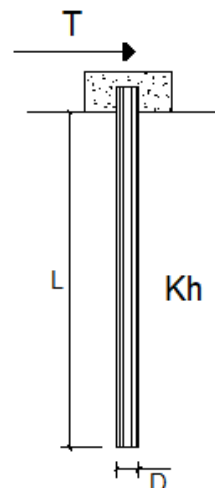
### Comb. SLU

#### PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

**OPERA:** CV16

#### DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	15	(N/cm <sup>3</sup> )
Forza orizzontale agente (T):	614	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ):	31220	(MPa)
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ):	4908739	(cm <sup>4</sup> )
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.910	13.66	0.00000	1380.327	-614.000
0.56	0.897	13.46	-0.00044	1057.847	-537.898
1.12	0.863	12.94	-0.00078	777.496	-463.841
1.68	0.812	12.18	-0.00102	537.665	-393.409
2.24	0.750	11.25	-0.00118	335.989	-327.730
2.80	0.682	10.22	-0.00127	169.578	-267.556
3.36	0.609	9.14	-0.00130	35.215	-213.322
3.92	0.536	8.05	-0.00130	-70.485	-165.202
4.48	0.465	6.97	-0.00126	-150.948	-123.168
5.04	0.396	5.94	-0.00119	-209.534	-87.028
5.60	0.332	4.98	-0.00110	-249.463	-56.473
6.16	0.273	4.09	-0.00101	-273.754	-31.109
6.72	0.219	3.29	-0.00091	-285.190	-10.485
7.28	0.171	2.57	-0.00080	-286.292	5.878
7.84	0.129	1.94	-0.00070	-279.309	18.473
8.40	0.093	1.40	-0.00060	-266.215	27.784
8.96	0.062	0.94	-0.00050	-248.716	34.281
9.52	0.037	0.55	-0.00042	-228.263	38.407
10.08	0.016	0.23	-0.00034	-206.067	40.570
10.64	-0.001	-0.02	-0.00027	-183.120	41.146
11.20	-0.014	-0.21	-0.00020	-160.217	40.467
11.76	-0.024	-0.36	-0.00015	-137.976	38.830
12.32	-0.031	-0.47	-0.00010	-116.859	36.490
12.88	-0.036	-0.54	-0.00006	-97.197	33.666
13.44	-0.038	-0.57	-0.00003	-79.208	30.543
14.00	-0.039	-0.59	-0.00001	-63.016	27.272
14.56	-0.039	-0.58	0.00002	-48.669	23.975
15.12	-0.038	-0.57	0.00003	-36.151	20.748



<b>z</b>	<b>y(z)</b>	<b>p(z)</b>	<b><math>\alpha(z)</math></b>	<b>M(z)</b>	<b>T(z)</b>
<b>Prof.</b>	<b>Spost.</b>	<b>Press. Lat.</b>	<b>Rotaz.</b>	<b>Mom. Flett.</b>	<b>Taglio</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(rad)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kN)</b>
15.68	-0.036	-0.53	0.00004	-25.404	17.665
16.24	-0.033	-0.50	0.00005	-16.330	14.777
16.80	-0.030	-0.45	0.00005	-8.810	12.122
17.36	-0.027	-0.41	0.00006	-2.707	9.719
17.92	-0.024	-0.36	0.00006	2.125	7.581
18.48	-0.021	-0.31	0.00005	5.833	5.706
19.04	-0.018	-0.27	0.00005	8.564	4.088
19.60	-0.015	-0.22	0.00005	10.458	2.715
20.16	-0.012	-0.19	0.00004	11.648	1.571
20.72	-0.010	-0.15	0.00004	12.256	0.636
21.28	-0.008	-0.12	0.00004	12.395	-0.111
21.84	-0.006	-0.09	0.00003	12.163	-0.690
22.40	-0.004	-0.07	0.00003	11.650	-1.122
22.96	-0.003	-0.04	0.00002	10.930	-1.428
23.52	-0.002	-0.03	0.00002	10.070	-1.628
24.08	-0.001	-0.01	0.00002	9.124	-1.739
24.64	0.000	0.00	0.00001	8.136	-1.778
25.20	0.001	0.01	0.00001	7.143	-1.759
25.76	0.001	0.01	0.00001	6.174	-1.697
26.32	0.001	0.02	0.00000	5.249	-1.602
26.88	0.002	0.02	0.00000	4.384	-1.483
27.44	0.002	0.02	0.00000	3.590	-1.351
28.00	0.002	0.03	0.00000	2.873	-1.210

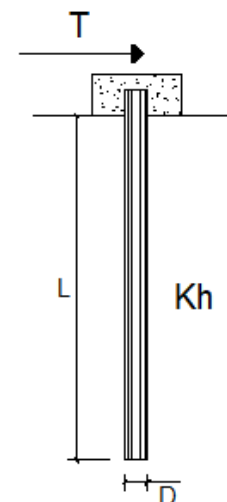
**Comb. SLERare**

**PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**

**OPERA:** CA16

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	30	(m)
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	15	(N/cm <sup>3</sup> )
Forza orizzontale agente (T):	458	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ):	31220	(MPa)
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ):	4908739	(cm <sup>4</sup> )
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.679	10.19	0.00000	1029.625	-458.000
0.60	0.668	10.02	-0.00035	773.109	-397.221
1.20	0.639	9.58	-0.00061	552.585	-338.299
1.80	0.596	8.95	-0.00079	366.496	-282.635
2.40	0.545	8.18	-0.00090	212.575	-231.202
3.00	0.489	7.34	-0.00096	88.084	-184.610
3.60	0.431	6.47	-0.00097	-9.991	-143.179
4.20	0.373	5.60	-0.00095	-84.781	-106.991
4.80	0.317	4.76	-0.00091	-139.410	-75.945
5.40	0.264	3.97	-0.00085	-176.897	-49.804
6.00	0.216	3.24	-0.00077	-200.089	-28.235
6.60	0.172	2.58	-0.00069	-211.613	-10.838
7.20	0.133	1.99	-0.00061	-213.842	2.822
7.80	0.099	1.48	-0.00053	-208.884	13.194
8.40	0.070	1.04	-0.00045	-198.578	20.725
9.00	0.045	0.68	-0.00037	-184.496	25.846
9.60	0.025	0.37	-0.00030	-167.963	28.962
10.20	0.009	0.13	-0.00024	-150.068	30.445
10.80	-0.004	-0.06	-0.00018	-131.688	30.632
11.40	-0.014	-0.20	-0.00014	-113.508	29.821
12.00	-0.020	-0.31	-0.00010	-96.050	28.270
12.60	-0.025	-0.38	-0.00006	-79.688	26.202
13.20	-0.028	-0.42	-0.00003	-64.674	23.801
13.80	-0.029	-0.44	-0.00001	-51.162	21.221
14.40	-0.029	-0.44	0.00001	-39.221	18.584
15.00	-0.028	-0.43	0.00002	-28.854	15.985
15.60	-0.027	-0.40	0.00003	-20.016	13.497
16.20	-0.025	-0.37	0.00004	-12.625	11.171

<b>z</b>	<b>y(z)</b>	<b>p(z)</b>	<b><math>\alpha(z)</math></b>	<b>M(z)</b>	<b>T(z)</b>
<b>Prof.</b>	<b>Spost.</b>	<b>Press. Lat.</b>	<b>Rotaz.</b>	<b>Mom. Flett.</b>	<b>Taglio</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(rad)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kN)</b>
16.80	-0.022	-0.34	0.00004	-6.572	9.042
17.40	-0.020	-0.30	0.00004	-1.731	7.130
18.00	-0.017	-0.26	0.00004	2.029	5.443
18.60	-0.015	-0.23	0.00004	4.845	3.982
19.20	-0.013	-0.19	0.00004	6.851	2.739
19.80	-0.010	-0.16	0.00004	8.173	1.702
20.40	-0.008	-0.13	0.00003	8.931	0.854
21.00	-0.007	-0.10	0.00003	9.233	0.179
21.60	-0.005	-0.08	0.00002	9.176	-0.344
22.20	-0.004	-0.05	0.00002	8.847	-0.733
22.80	-0.002	-0.04	0.00002	8.319	-1.009
23.40	-0.002	-0.02	0.00001	7.656	-1.188
24.00	-0.001	-0.01	0.00001	6.909	-1.289
24.60	0.000	0.00	0.00001	6.122	-1.326
25.20	0.000	0.01	0.00001	5.328	-1.312
25.80	0.001	0.01	0.00001	4.555	-1.261
26.40	0.001	0.01	0.00000	3.820	-1.183
27.00	0.001	0.02	0.00000	3.139	-1.086
27.60	0.001	0.02	0.00000	2.519	-0.978
28.20	0.001	0.02	0.00000	1.966	-0.865
28.80	0.001	0.02	0.00000	1.481	-0.751
29.40	0.001	0.02	0.00000	1.064	-0.641
30.00	0.001	0.02	0.00000	0.711	-0.536

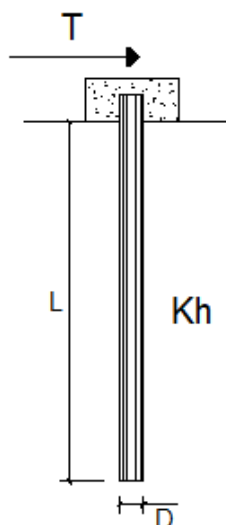
**Comb. SLEfreq**

**PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**

**OPERA:** CA16

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	15	(N/cm <sup>3</sup> )
Forza orizzontale agente (T):	429	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ):	31220	(MPa)
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ):	4908739	(cm <sup>4</sup> )
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E \cdot J / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.636	9.54	0.00000	964.430	-429.000
0.56	0.627	9.41	-0.00031	739.114	-375.827
1.12	0.603	9.04	-0.00054	543.234	-324.085
1.68	0.567	8.51	-0.00071	375.665	-274.874
2.24	0.524	7.86	-0.00082	234.754	-228.984
2.80	0.476	7.14	-0.00089	118.484	-186.941
3.36	0.426	6.39	-0.00091	24.605	-149.047
3.92	0.375	5.62	-0.00091	-49.248	-115.426
4.48	0.325	4.87	-0.00088	-105.467	-86.057
5.04	0.277	4.15	-0.00083	-146.401	-60.806
5.60	0.232	3.48	-0.00077	-174.299	-39.458
6.16	0.191	2.86	-0.00070	-191.271	-21.736
6.72	0.153	2.30	-0.00063	-199.261	-7.326
7.28	0.120	1.80	-0.00056	-200.031	4.107
7.84	0.090	1.36	-0.00049	-195.153	12.907
8.40	0.065	0.98	-0.00042	-186.004	19.413
8.96	0.044	0.65	-0.00035	-173.777	23.952
9.52	0.026	0.38	-0.00029	-159.487	26.835
10.08	0.011	0.16	-0.00024	-143.978	28.346
10.64	-0.001	-0.01	-0.00019	-127.945	28.748
11.20	-0.010	-0.15	-0.00014	-111.943	28.274
11.76	-0.017	-0.25	-0.00010	-96.403	27.130
12.32	-0.022	-0.33	-0.00007	-81.649	25.495
12.88	-0.025	-0.37	-0.00004	-67.911	23.522
13.44	-0.027	-0.40	-0.00002	-55.343	21.340
14.00	-0.027	-0.41	0.00000	-44.029	19.055
14.56	-0.027	-0.41	0.00001	-34.005	16.751
15.12	-0.026	-0.39	0.00002	-25.259	14.497

<b>z</b>	<b>y(z)</b>	<b>p(z)</b>	<b><math>\alpha(z)</math></b>	<b>M(z)</b>	<b>T(z)</b>
<b>Prof.</b>	<b>Spost.</b>	<b>Press. Lat.</b>	<b>Rotaz.</b>	<b>Mom. Flett.</b>	<b>Taglio</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(rad)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kN)</b>
15.68	-0.025	-0.37	0.00003	-17.750	12.342
16.24	-0.023	-0.35	0.00003	-11.410	10.325
16.80	-0.021	-0.32	0.00004	-6.156	8.469
17.36	-0.019	-0.28	0.00004	-1.891	6.791
17.92	-0.017	-0.25	0.00004	1.485	5.297
18.48	-0.015	-0.22	0.00004	4.076	3.987
19.04	-0.012	-0.19	0.00004	5.983	2.857
19.60	-0.010	-0.16	0.00003	7.307	1.897
20.16	-0.009	-0.13	0.00003	8.138	1.098
20.72	-0.007	-0.10	0.00003	8.563	0.444
21.28	-0.005	-0.08	0.00002	8.660	-0.077
21.84	-0.004	-0.06	0.00002	8.498	-0.482
22.40	-0.003	-0.05	0.00002	8.140	-0.784
22.96	-0.002	-0.03	0.00002	7.637	-0.998
23.52	-0.001	-0.02	0.00001	7.036	-1.137
24.08	-0.001	-0.01	0.00001	6.375	-1.215
24.64	0.000	0.00	0.00001	5.685	-1.242
25.20	0.000	0.01	0.00001	4.991	-1.229
25.76	0.001	0.01	0.00000	4.314	-1.186
26.32	0.001	0.01	0.00000	3.667	-1.119
26.88	0.001	0.02	0.00000	3.063	-1.037
27.44	0.001	0.02	0.00000	2.508	-0.944
28.00	0.001	0.02	0.00000	2.007	-0.846



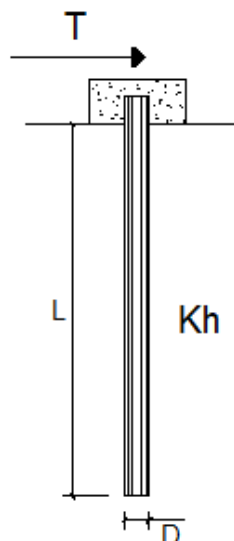
**Comb. SLEq**

**PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**

**OPERA:** CA16

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	28	(m)
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	15	(N/cm <sup>3</sup> )
Forza orizzontale agente (T):	357	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ):	31220	(MPa)
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ):	4908739	(cm <sup>4</sup> )
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E \cdot J / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.529	7.94	0.00000	802.568	-357.000
0.56	0.522	7.83	-0.00026	615.067	-312.752
1.12	0.502	7.52	-0.00045	452.062	-269.693
1.68	0.472	7.08	-0.00059	312.616	-228.741
2.24	0.436	6.54	-0.00068	195.355	-190.553
2.80	0.396	5.94	-0.00074	98.598	-155.566
3.36	0.354	5.31	-0.00076	20.475	-124.032
3.92	0.312	4.68	-0.00075	-40.982	-96.054
4.48	0.270	4.05	-0.00073	-87.766	-71.614
5.04	0.230	3.46	-0.00069	-121.830	-50.601
5.60	0.193	2.90	-0.00064	-145.046	-32.835
6.16	0.159	2.38	-0.00059	-159.169	-18.088
6.72	0.127	1.91	-0.00053	-165.819	-6.096
7.28	0.100	1.49	-0.00047	-166.460	3.418
7.84	0.075	1.13	-0.00041	-162.400	10.741
8.40	0.054	0.81	-0.00035	-154.786	16.155
8.96	0.036	0.54	-0.00029	-144.612	19.932
9.52	0.021	0.32	-0.00024	-132.720	22.331
10.08	0.009	0.14	-0.00020	-119.814	23.589
10.64	-0.001	-0.01	-0.00015	-106.472	23.924
11.20	-0.008	-0.13	-0.00012	-93.156	23.529
11.76	-0.014	-0.21	-0.00009	-80.224	22.577
12.32	-0.018	-0.27	-0.00006	-67.946	21.216
12.88	-0.021	-0.31	-0.00004	-56.514	19.575
13.44	-0.022	-0.33	-0.00002	-46.054	17.759
14.00	-0.023	-0.34	0.00000	-36.640	15.857
14.56	-0.023	-0.34	0.00001	-28.298	13.940
15.12	-0.022	-0.33	0.00002	-21.020	12.064



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
15.68	-0.021	-0.31	0.00002	-14.771	10.271
16.24	-0.019	-0.29	0.00003	-9.495	8.592
16.80	-0.018	-0.26	0.00003	-5.123	7.048
17.36	-0.016	-0.24	0.00003	-1.574	5.651
17.92	-0.014	-0.21	0.00003	1.235	4.408
18.48	-0.012	-0.18	0.00003	3.392	3.318
19.04	-0.010	-0.16	0.00003	4.979	2.377
19.60	-0.009	-0.13	0.00003	6.080	1.579
20.16	-0.007	-0.11	0.00003	6.772	0.913
20.72	-0.006	-0.09	0.00002	7.126	0.370
21.28	-0.005	-0.07	0.00002	7.207	-0.064
21.84	-0.003	-0.05	0.00002	7.072	-0.401
22.40	-0.003	-0.04	0.00002	6.773	-0.652
22.96	-0.002	-0.03	0.00001	6.355	-0.830
23.52	-0.001	-0.02	0.00001	5.855	-0.946
24.08	-0.001	-0.01	0.00001	5.305	-1.011
24.64	0.000	0.00	0.00001	4.730	-1.034
25.20	0.000	0.00	0.00001	4.153	-1.023
25.76	0.001	0.01	0.00000	3.590	-0.987
26.32	0.001	0.01	0.00000	3.052	-0.931
26.88	0.001	0.01	0.00000	2.549	-0.863
27.44	0.001	0.01	0.00000	2.087	-0.785
28.00	0.001	0.01	0.00000	1.670	-0.704

## 7.7 VERIFICA ARMATURA PALO

Si verifica la sezione di armatura del palo con le sollecitazioni di cui al par. 7.1 e 7.6:

### 7.7.1 VERIFICA IN TESTA AI PALI

Si dispone una doppia gabbia di 20 $\phi$ 24 esterna e 20 $\phi$ 24 interna:

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: palo1000

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:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 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:	314750 daN/cm <sup>2</sup>

Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	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:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	20	24
2	0.0	0.0	34.0	20	24

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe:	15.0 cm

#### 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	41500	138000	0	61400	0
2	398000	138000	0	0	0

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

CV16 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

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	107900	103000	0
2	270300	103000	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	107900	96500 (40147)	0 (0)
2	260000	96500 (52403)	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	116300	80300 (42215)	0 (0)
2	217300	80300 (52523)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.8	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	41500	138000	0	41523	220516	0	1.598	-----
2	S	398000	138000	0	397971	254775	0	1.846	-----

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	-0.00084	0.0	50.0	0.00239	0.0	39.0	-0.00550	0.0	-39.0
2	0.00350	0.00044	0.0	50.0	0.00271	0.0	39.0	-0.00286	0.0	-39.0

#### 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	0.000101166	-0.001558296	----	----
2	0.000000000	0.000071447	-0.000072327	----	----

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

Passo staffe: 30.0 cm

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
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
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	61400	163834	69751	79.0	91.0	21.80°	1.037	8.8	10.0(0.0)

#### 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 tre 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	119.9	0.0	150.0	-1934	0.0	-39.0	1394	45.2	5.0	1.00
2	S	121.0	0.0	0.0	-1068	0.0	-39.0	1277	36.2	5.0	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	112.4	0.0	150.0	-1772	0.0	-39.0	1394	45.2	5.0	0.50
2	S	113.4	0.0	50.0	-970	0.0	-39.0	1237	36.2	5.0	0.50

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ 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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Di diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$= 1 - \beta_{12} \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (M_{fess}/M)^2$
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/E_s$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$ . 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	-61.5	0	0.125	24	53.0	0.913	0.00081 (0.00035)	153	0.210 (0.40)	40147	0
2	S	-47.1	0	0.125	24	53.0	0.853	0.00041 (0.00019)	157	0.110 (0.40)	52403	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	93.8	0.0	150.0	-1321	0.0	-39.0	1394	45.2	5.0	0.50
2	S	94.4	0.0	0.0	-803	0.0	-39.0	1237	36.2	5.0	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	-48.7	0	0.125	24	53.0	0.862	0.00057 (0.00026)	153	0.148 (0.30)	42215	0
2	S	-39.1	0	0.125	24	53.0	0.786	0.00032 (0.00016)	157	0.084 (0.30)	52523	0

## 7.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA – TRATTO 1

Le sollecitazioni massime di verifica oltre la quota di riduzione armatura (-3.0m da intradosso fondazione) sono le seguenti: (dal par. 7.6)

$$N_{\min} = 415 \text{ kN} \quad M_{SLU} = 290 \text{ kNm} \quad T_{SLU} = 270 \text{ kN}$$

$$N_{SLE\text{rare}} = 1027 \text{ kN} \quad M_{SLE\text{rare}} = 215 \text{ kNm}$$

$$N_{SLE\text{freq}} = 1079 \text{ kN} \quad M_{SLE\text{freq}} = 200 \text{ kNm}$$

$$N_{SLE\text{qp}} = 1163 \text{ kN} \quad M_{SLE\text{qp}} = 170 \text{ kNm}$$

Si adotta una gabbia di 20 $\phi$ 24:

### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A. NOME SEZIONE: palo1000-1gabbia

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: 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:	C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	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:	314750	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	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 $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	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: Circolare  
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 50.0 cm  
 X centro circ.: 0.0 cm  
 Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	20	24

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 15.0 cm

#### 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.



N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	41500	29000	0	27000	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	102700	21500	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	107900	20000 (100029)	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	116300	17000 (258789)	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.8 cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.8 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 [cm<sup>2</sup>] 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	41500	29000	0	41508	134754	0	4.647	-----

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)	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	-0.00194	0.0	50.0	0.00210	0.0	39.0	-0.00780	0.0	-39.0

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

	a, b, c	x/d	C.Rid.		
	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue		
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000126946	-0.002847280	----	----

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

	Passo staffe:	15.0 cm								
Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata									
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro									
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso									
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									
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]									
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.									
N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	27000	159436	75743	80.4	87.0	21.80°	1.037	3.8	10.7(0.0)

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

	Ver	Sc max	Xc max, Yc max	Sf min	Xs min, Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12		
	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure	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	29.2	0.0	150.0	-44	0.0	-39.0	----	----	----	----

### 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	28.5	0.0	150.0	-21	0.0	-39.0	----	----	----	----

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ 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; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$ . 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	-5.1	0	----	----	----	----	----	----	----	100029	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	26.9	0.0	150.0	22	0.0	-39.0	----	----	----	----

**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	-1.7	0	----	----	----	----	----	----	----	258789	0

**7.7.3 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA – TRATTO 2**

Le sollecitazioni di cui al paragrafo precedente si utilizzano per verificare le sezioni di armatura delle gabbie che si dispongono a profondità superiori a 12m. Si adotta una gabbia composta da 8φ20 corrispondente allo 0.32% della sezione di calcestruzzo.

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

**NOME SEZIONE: palo1000-1gabbia-2**

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:	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:	C25/30
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 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:	314750 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	25.60 daN/cm <sup>2</sup>

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	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:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	8	20

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	15.0 cm

### 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	41500	29000	0	27000	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	102700	21500	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	107900	20000 (83406)	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	116300	17000 (195074)	0 (0)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 10.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 27.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 9.0 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	41500	29000	0	41512	54773	0	1.889	-----

**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	-0.00468	0.0	50.0	0.00140	0.0	39.0	-0.01349	0.0	-39.0
---	---------	----------	-----	------	---------	-----	------	----------	-----	-------

**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	0.000190865	-0.006043263	----	----

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

Passo staffe:	15.0 cm									
Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata									
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro									
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso									
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									
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]									
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.									
N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	27000	146199	50118	83.4	76.9	21.80°	1.037	3.7	6.8(0.0)

**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 tre 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	33.2	0.0	150.0	-55	0.0	-39.0	----	----	----	----

**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	32.4	0.0	150.0	-29	0.0	-39.0	----	----	----	----

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE**

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ 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
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 $A_{c\ eff}$
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa



$\Psi = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{Ssr}/\text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{fctm}/\text{S2})^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (\text{Mfess}/\text{M})^2$   
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite =  $0.4 \cdot \text{Ss}/\text{Es}$  è tra parentesi  
 srm Distanza media tra le fessure [mm]  
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 \cdot e \cdot \text{sm} \cdot \text{srm}$  . 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	-6.1	0	----	----	----	----	----	----	----	83406	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	30.5	0.0	150.0	21	0.0	-39.0	----	----	----	----

**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	-2.2	0	----	----	----	----	----	----	----	195074	0

**8. ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO CEDIMENTI**

=====

GROUP for Windows, Version 7.0.1

Analysis of A Group of Piles  
 Subjected to Axial and Lateral Loading

(c) Copyright ENSOFT, Inc., 1987-2006  
 All Rights Reserved

\*\*\*\*\* INPUT INFORMATION \*\*\*\*\*

\* TABLE C \* LOAD AND CONTROL PARAMETERS

UNITS--

VERT.LOAD, KN    HOR.LOADy, KN    HOR.LOADz, KN  
 0.3793D+05    0.9008D+04    -0.1130D+03

MOMENT-V , KN- M    MOMENT-Hy, KN- M    MOMENT-Hz, KN- M  
 0.0000D+00    -0.1588D+04    -0.3952D+05

\* THE LOADING IS STATIC \*

KPYOP = 0    (CODE TO GENERATE P-Y CURVES)

( KPYOP = 1 IF P-Y YES; = 0 IF P-Y NO; = -1 IF P-Y ONLY )

\* CONTROL PARAMETERS \*

TOLERANCE ON CONVERGENCE OF FOUNDATION REACTION,    = 0.100D-04 M

TOLERANCE ON DETERMINATION OF DEFLECTIONS    = 0.254D-06 M

MAX NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR FOUNDATION ANALYSIS = 100

MAXIMUM NO. OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100

\* TABLE D \* ARRANGEMENT OF PILE GROUPS

GROUP	CONNECT	NO OF PILE	PILE NO	L-S CURVE	P-Y CURVE
1	FIX	1	1	1	0
2	FIX	1	1	1	0
3	FIX	1	1	1	0
4	FIX	1	1	1	0
5	FIX	1	1	1	0
6	FIX	1	1	1	0
7	FIX	1	1	1	0
8	FIX	1	1	1	0
9	FIX	1	1	1	0
10	FIX	1	1	1	0
11	FIX	1	1	1	0
12	FIX	1	1	1	0
13	FIX	1	1	1	0

14	FIX	1	1	1	0
15	FIX	1	1	1	0
16	FIX	1	1	1	0
17	FIX	1	1	1	0
18	FIX	1	1	1	0
19	FIX	1	1	1	0
20	FIX	1	1	1	0

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

1 0.0000D+00 -.4500D+01 0.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

2 0.0000D+00 -.1500D+01 0.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

3 0.0000D+00 0.1500D+01 0.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

4 0.0000D+00 0.4500D+01 0.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

5 0.0000D+00 -.4500D+01 0.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

6 0.0000D+00 -.1500D+01 0.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

7 0.0000D+00 0.1500D+01 0.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M

0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M

8 0.0000D+00 0.4500D+01 0.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 9 0.0000D+00 -.4500D+01 0.0000D+00

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 10 0.0000D+00 -.1500D+01 0.0000D+00

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 11 0.0000D+00 0.1500D+01 0.0000D+00

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 12 0.0000D+00 0.4500D+01 0.0000D+00

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 13 0.0000D+00 -.4500D+01 -.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 14 0.0000D+00 -.1500D+01 -.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 15 0.0000D+00 0.1500D+01 -.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 16 0.0000D+00 0.4500D+01 -.6000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 17 0.0000D+00 -.4500D+01 -.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 18 0.0000D+00 -.1500D+01 -.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 19 0.0000D+00 0.1500D+01 -.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M  
 20 0.0000D+00 0.4500D+01 -.3000D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M  
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

\* TABLE E \* PILE GEOMETRY AND PROPERTIES

PILE TYPE = 1 - DRIVEN PILE

= 2 - DRILLED SHAFT

PILE SEC INC LENGTH, M E , KN/ M\*\*2 PILE TYPE  
 1 1 100 0.2800D+02 0.2500D+08 2

PILE FROM, M TO, M DIAM, M AREA, M\*\*2 I1, M\*\*4 I2, M\*\*4 GJ, M\*\*2

1 0.0000D+00 0.3000D+02 0.1000D+01 0.7850D+00 0.4910D-01 0.4910D-01 0.1276D+07

\* TABLE F \* AXIAL LOAD VS SETTLEMENT

(THE LOAD-SETTLEMENT CURVE OF SINGLE PILE IS GENERATED INTERNALLY)

NUM OF CURVES 1

CURVE 1 NUM OF POINTS 19

POINT	AXIAL LOAD, KN	SETTLEMENT, M
1	-0.5500D+03	-0.5121D-01
2	-0.5516D+03	-0.2582D-01
3	-0.5544D+03	-0.1312D-01
4	-0.3839D+03	-0.2827D-02
5	-0.2382D+03	-0.1447D-02
6	-0.5121D+02	-0.2919D-03
7	-0.2565D+02	-0.1460D-03

8	-0.5158D+01	-0.2923D-04
9	-0.5462D+00	-0.2964D-05
10	0.0000D+00	0.0000D+00
11	0.2812D+03	0.3736D-03
12	0.4240D+03	0.5823D-03
13	0.1055D+04	0.1509D-02
14	0.1340D+04	0.2006D-02
15	0.2336D+04	0.4327D-02
16	0.2938D+04	0.6403D-02
17	0.4735D+04	0.1908D-01
18	0.5697D+04	0.3316D-01
19	0.6686D+04	0.5997D-01

\* TABLE T \* TORS. MOM. VS ANGLE ROT.

(THE TORQUE-ROTATION CURVE OF SINGLE PILE IS GENERATED INTERNALLY)

NUM OF CURVES 1

CURVE 1 NUM OF POINTS 19

POINT	TORS.MOMEN, KN- M	ROT. ANGLE,Rad.
1	-0.2391D+03	-0.1047D+00
2	-0.2398D+03	-0.5392D-01
3	-0.2410D+03	-0.2854D-01
4	-0.1720D+03	-0.7283D-02
5	-0.1096D+03	-0.3923D-02
6	-0.2399D+02	-0.8077D-03
7	-0.1200D+02	-0.4038D-03
8	-0.2399D+01	-0.8077D-04
9	-0.2399D+00	-0.8077D-05
10	0.0000D+00	0.0000D+00
11	0.2399D+00	0.8077D-05
12	0.2399D+01	0.8077D-04
13	0.1200D+02	0.4038D-03
14	0.2399D+02	0.8077D-03
15	0.1096D+03	0.3923D-02
16	0.1720D+03	0.7283D-02
17	0.2410D+03	0.2854D-01
18	0.2398D+03	0.5392D-01
19	0.2391D+03	0.1047D+00

\* TABLE H \* SOIL DATA FOR AUTO P-Y CURVES

SOILS INFORMATION



AT THE GROUND SURFACE = 0.00 M

2 LAYER(S) OF SOIL

LAYER 1

THE SOIL IS A SAND

X AT THE TOP OF THE LAYER = 0.00 M

X AT THE BOTTOM OF THE LAYER = 7.00 M

MODULUS OF SUBGRADE REACTION = 0.150D+05 KN/ M\*\*3

LAYER 2

THE SOIL IS A SAND

X AT THE TOP OF THE LAYER = 7.00 M

X AT THE BOTTOM OF THE LAYER = 35.00 M

MODULUS OF SUBGRADE REACTION = 0.150D+05 KN/ M\*\*3

DISTRIBUTION OF EFFECTIVE UNIT WEIGHT WITH DEPTH

4 POINTS

X, M	WEIGHT, KN/ M**3
0.0000	0.9500D+01
7.0000	0.9500D+01
7.0000	0.9000D+01
35.0000	0.9000D+01

DISTRIBUTION OF STRENGTH PARAMETERS WITH DEPTH

4 POINTS

X	C	PHI,DEGREES	E50	FMAX	TIPMAX
M	KN/ M**2		KN/ M**2	KN/ M**2	
0.00	0.0000E+00	35.000	0.0000E+00	0.1000E+02	0.0000E+00
7.00	0.0000E+00	35.000	0.0000E+00	0.1000E+02	0.0000E+00
7.00	0.0000E+00	35.000	0.0000E+00	0.1000E+03	0.0000E+00
35.00	0.0000E+00	35.000	0.0000E+00	0.1000E+03	0.0000E+00

REDUCTION FACTORS FOR CLOSELY-SPACED PILE GROUPS ALONG Y-DIRECTION  
 ESTIMATED ASSUMING MOVEMENT IN THE DIRECTION OF Y-FORCE (+)

GROUP NO	P-FACTOR	Y-FACTOR
1	0.58	1.00
2	0.54	1.00
3	0.58	1.00
4	0.87	1.00
5	0.50	1.00
6	0.46	1.00
7	0.50	1.00

8	0.81	1.00
9	0.49	1.00
10	0.46	1.00
11	0.49	1.00
12	0.81	1.00
13	0.58	1.00
14	0.54	1.00
15	0.58	1.00
16	0.87	1.00
17	0.50	1.00
18	0.46	1.00
19	0.50	1.00
20	0.81	1.00

REDUCTION FACTORS FOR CLOSELY-SPACED PILE GROUPS ALONG Z-DIRECTION  
 ESTIMATED ASSUMING MOVEMENT IN THE DIRECTION OF Z-FORCE (-)

GROUP NO P-FACTOR Y-FACTOR

1	0.58	1.00
2	0.50	1.00
3	0.50	1.00
4	0.58	1.00
5	0.54	1.00
6	0.46	1.00
7	0.46	1.00
8	0.54	1.00
9	0.54	1.00
10	0.46	1.00
11	0.46	1.00
12	0.54	1.00
13	0.87	1.00
14	0.81	1.00
15	0.81	1.00
16	0.87	1.00
17	0.58	1.00
18	0.50	1.00
19	0.50	1.00
20	0.58	1.00

REDUCTION FACTORS FOR CLOSELY-SPACED PILE GROUPS, COMBINED Y AND Z DIRECTIONS  
 ESTIMATED USING MOVEMENT IN THE DIRECTION OF PILE CAP DISPLACEMENTS

GROUP NO P-FACTOR Y-FACTOR

1	0.58	1.00
2	0.54	1.00
3	0.58	1.00
4	0.87	1.00
5	0.50	1.00

6	0.46	1.00
7	0.50	1.00
8	0.81	1.00
9	0.49	1.00
10	0.46	1.00
11	0.49	1.00
12	0.81	1.00
13	0.58	1.00
14	0.54	1.00
15	0.58	1.00
16	0.87	1.00
17	0.50	1.00
18	0.46	1.00
19	0.50	1.00
20	0.81	1.00

\*\*\*\*\* COMPUTATION RESULTS \*\*\*\*\*

VERT. LOAD, KN HOR. LOADy, KN HOR. LOADz, KN  
 0.3793D+05 0.9008D+04 -0.1130D+03

MOMENT-V, M- KN MOMENT-Hy, M- KN MOMENT-Hz, M- KN  
 0.0000D+00 -0.1588D+04 -0.3952D+05

DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION  
 VERTICAL, M HORIZONTALy, M HORIZONTALz, M  
 0.3712D-02 0.1058D-01 -0.1471D-03

ANGLE ROT.x,RAD ANGLE ROT.y,RAD ANGLE ROT.z,RAD  
 0.1756D-05 -0.1328D-04 -0.6661D-03

NUMBER OF ITERATIONS = 5

\* PILE GROUP \* 20

PILE DISPLACEMENTS

VDISPL, M HDISPLy, M HDISPLz, M ROT. V,RAD ROT.Hy,RAD ROT.Hz,RAD  
 0.675D-02 0.106D-01 -0.139D-03 0.176D-05 -0.133D-04 -0.666D-03

## 9. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E 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.

## 9.1 PROGRAMMA 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*





# 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 ( $\epsilon_{e2}$ ,  $\epsilon_{cu}$ ) 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:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{e2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

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.

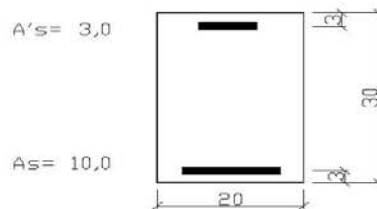




I primi esempi sono quasi tutti tratti dal volume “Progettazione di strutture in calcestruzzo armato” realizzato per AICAP da Pubblicamento s.r.l. in quanto è uno dei pochi testi aggiornato alle NTC ed all’ultima versione dell’Eurocodice 2.

### 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 pianerottolo 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)  $\alpha_c = 2,5(1-\sigma_{cp}/f_{cd}) = 0$  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  $f_{ck} > 500$ .

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 copriferro 50cm e taglio di progetto  $V_{Ed} = 50000$  daN. Conglomerato  $f_{ck}=300$ ; Acciaio C450B. (Punto 8.1.4.1.3.2 vol.citato)

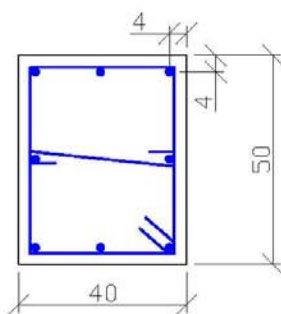
Assunti momento flettente  $M_x$  ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

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 presso-flessione deviata (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:



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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000112833	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] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vru Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso  
 Vcd Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe  
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe  
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
 bw Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce. 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 tensione-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):

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

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

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

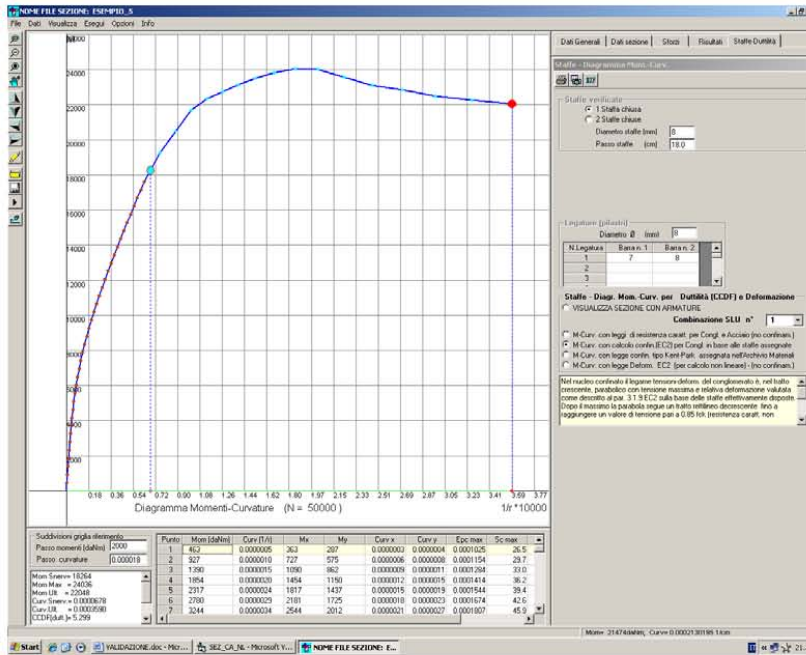
$$\omega_w = (\text{Volume staffe} / \text{Volume nucleo confinato}) (f_{yd} / f_{cd})$$

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



**DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 daN)**  
**NOME 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: 200000 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 corrispond. 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 corrispond. di epc max  
epf min Deformazione unit. minima acciaio (negativa se di trazione)  
Sf min Tensione acciaio [daN/cm<sup>2</sup>] in corrispond. 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



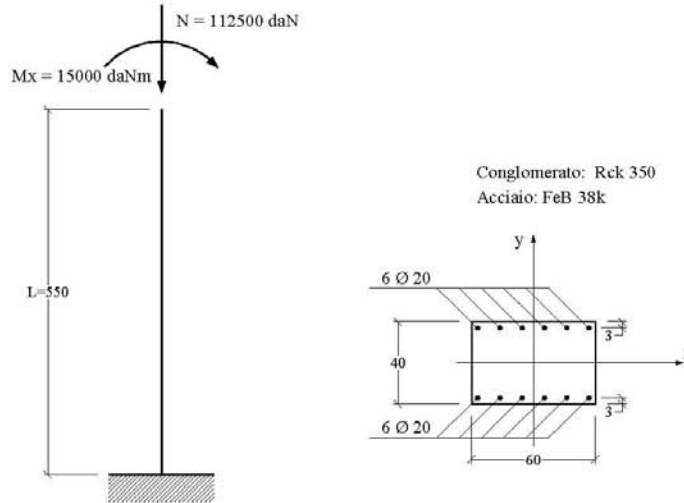


Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

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	8904	0.01642	6905	5462	0.01025	0.01283	0.0005	109	-0.0004	-795
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	23826	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:

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

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

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

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

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

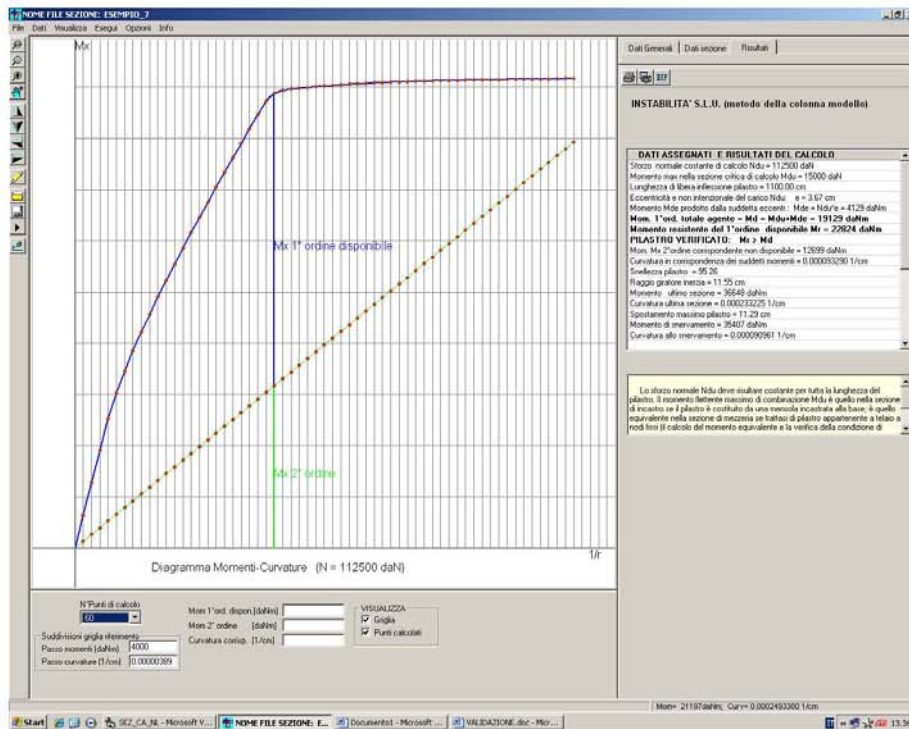
In particolare i dati relativi agli sforzi agenti richiesti dal programma sono i seguenti:

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

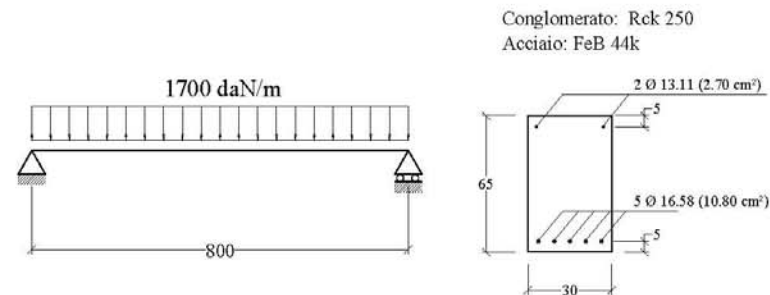
33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257	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



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

### 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 ( $t = \text{infinito}$ ) 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
- $f_{cm} = 25 \text{ daN/cm}^2$  = resistenza media a trazione del conglomerato
- $\varphi(t, t_0) = 2.5$  = coeff. di viscosità valutato da  $t_0$  al tempo finale  $t$
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025$  = 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





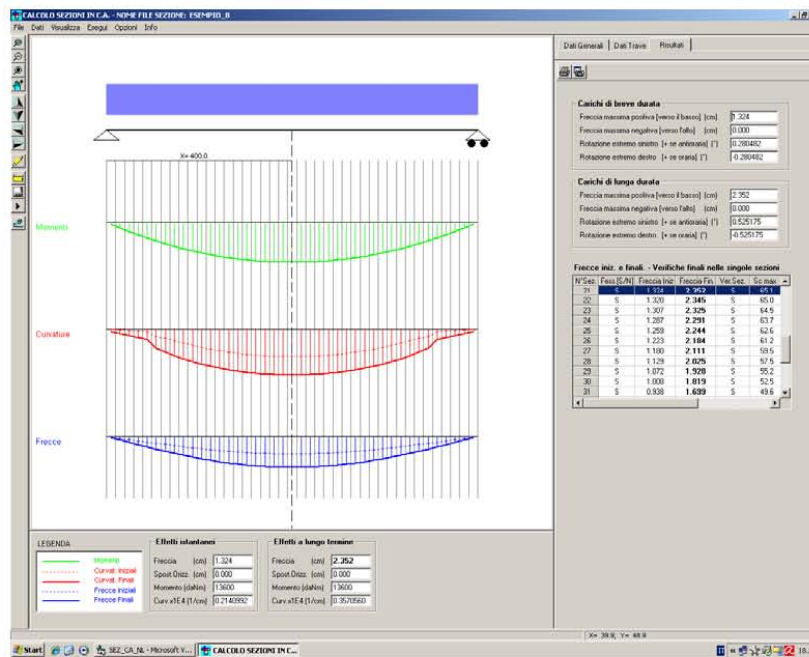
Geostru Software – Validazione codice di calcolo

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

CV16 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE



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

## 9.2 PROGRAMMA GROUP



**ENSOFT, Inc.**

**Engineering Software**

www.ensoftinc.com

E-mail: [ensoft@ensoftinc.com](mailto:ensoft@ensoftinc.com)

Phone: (512) 244-6464

3003 W. Howard Lane

Austin, Texas 78728

Fax: (512) 244-6067

### 9.2.1 INTRODUZIONE

Il software GROUP è stato riconosciuto come utile strumento di progettazione per analizzare il comportamento di paratie di pali soggette sia a carichi assiali che laterali. Il software è stato sviluppato per calcolare la distribuzione dei carichi (verticali, laterali e momenti) dal cordolo a un gruppo di pali. I pali possono essere infissi verticalmente o battuti nel terreno e le teste dei pali fissate, o bloccate elasticamente al cordolo di testa. La trave di testa può abbassarsi, traslare, e ruotare, e si assume come corpo rigido.

Il programma calcolerà la risposta non lineare del terreno, sotto forma di curve  $t-z$  e  $q-w$  per il carico assiale,  $t-r$  per il carico torsionale, e  $p-y$  per la spinta laterale. Tramite un procedimento di iterazione, si ottiene la risposta non lineare di ogni singolo palo. Per la risoluzione del problema devono essere soddisfatte le equazioni di equilibrio. Il programma permette di valutare la compatibilità tra lo spostamento del palo e la risposta del terreno, e tra lo spostamento della trave e lo spostamento della testa del palo. GROUP v7.0 permette all'utente di analizzare il comportamento della paratia di pali utilizzando sia il modello bidimensionale per i pali nel caso di paratia simmetrica o il modello tridimensionale per pali in posizione non simmetrica.

I software GROUP Versione 1(1987), Versione 2 (1990), Versione 3 (1994), Versione 4 (1996), Versione 5 (2000), Versione 6 (2003) e Versione 7 (2006) sono stati sviluppati da *Ensoft, Inc. in Austin, Texas, United States of America*. *Ensoft* ha applicato tecnologia avanzata, la maggior parte basata sulle ultime ricerche, nella scrittura del software per la risoluzione di problemi matematici complessi che si presentano nell'ingegneria geotecnica e strutturale. Migliaia di aziende private, agenzie governative e università degli Stati Uniti e altri 40 paesi hanno scelto il software sviluppato da *Ensoft, Inc.* per i loro progetti di ingegneria.

### 9.2.2 VALIDAZIONE DATI OUTPUT

Sono stati considerati dalla *Ensoft, Inc.* diversi passi per verificare i dati di output ottenuti dal software GROUP. L'utente, se lo desidera, può facilmente verificare alcuni calcoli elementari qui descritti.

1. GROUP fornisce i carichi assiali, laterali e i momenti alla testa di ogni palo, lungo le rispettive direzioni. Group mostra inoltre le forze e i momenti applicati alla testa della trave o alla fondazione. Il progettista può facilmente verificare l'equilibrio statico del cordolo di testa. Gli stessi calcoli sono stati fatti a mano e mostrano come l'equilibrio statico è raggiunto con successo dai dati ottenuti tramite il software Group.
2. Con riferimento all'equilibrio statico dei pali sotto il carico assiale, i singoli carichi assiali indicati per i pali possono essere prontamente confrontati con la portata stessa dei pali. Attraverso l'utilizzo di calcoli indipendenti, si può confrontare il carico assiale sui singoli pali con la relativa portata.
3. Con riferimento all'equilibrio statico dei singoli pali, si possono calcolare i valori di resistenza del terreno lungo tutto il singolo palo e per ognuno dei pali del gruppo. Con i carichi calcolati alla testa di ogni singolo palo, può essere effettuata una verifica dell'equilibrio delle forze laterali. Una verifica soddisfacente può essere fatta

attraverso un rapido calcolo; una verifica più approfondita può essere svolta integrando il carico distribuito. In questo modo, le verifiche mostrano come i singoli pali siano in equilibrio con le forze.

4. Utilizzando le forze concentrate calcolate, insieme al carico laterale e al momento alla testa del palo, può essere verificato l'equilibrio dei momenti. I risultati del software Group mostrano che l'equilibrio dei momenti è sempre soddisfatto pur con piccole e insignificanti discrepanze per effetto di approssimazioni numeriche.
5. L'ultima verifica interna è relativa agli spostamenti calcolati del sistema. Nel passato sono state intraprese diverse verifiche. (a) Con riferimento al carico assiale, il carico e lo spostamento alla testa dei pali può essere valutato confrontando le curve  $t-z$  e  $q-w$  inserite come dati di input. Il tutto trascurando il taglio elastico nel palo, effetto del secondo ordine. Alcuni semplici calcoli possono dimostrare che i carichi assiali e gli spostamenti alla testa del palo sono considerevoli. (b) Con riferimento ai carichi laterali, il primo step è quello di confrontarli con i dati di output ottenuti per confermare che il carico distribuito (portata del terreno), e gli spostamenti distribuiti lungo la lunghezza del palo sono coerenti con la curva  $p-y$  che è stata inserita. Se sono state utilizzate le equazioni per calcolare i valori di  $p$  e  $y$ , è necessario applicare (verificare) le equazioni in un numero sufficiente di punti per mostrare che le caratteristiche del terreno per i carichi laterali sono state seguite correttamente. Il secondo step circa il carico laterale è quello di impiegare il diagramma dello punto 4, e usare i principi della meccanica per accertarsi che l'abbassamento dei singoli pali è stato calcolato correttamente.

### 9.2.3 LETTERATURA E APPLICAZIONI

Prove sperimentali su pali in situ hanno confermato la validità del software GROUP. Il libro di Reese & Van Impe (2001) presenta una discussione sullo sviluppo dei metodi utilizzati dal programma GROUP e applica i metodi in diversi casi studio: Matlock, et al, (1980); Brown, et al, (1987); Brown, et al, (1988); Rollins, et al, (1985); Ruesta & Townsend, 1997, and Awoshika (1971). In aggiunta ai confronti fra analisi ed esperimenti, Reese & Van Impe presentano applicazioni del metodo ai calcoli di una struttura offshore e ad una paratia di pali in fondazione. Il libro include inoltre una lista di riferimenti pubblicati che stabiliscono diverse verifiche con risultati da test strumentali effettuati.

Con riferimenti ai calcoli verificati a mano, si rimanda alla seguente pubblicazione: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*, di L. C. Reese, W. M. Isenhowe & S. T. Wang (Wiley, Nov. 2005).

Le due pubblicazioni descritte in questa relazione possono essere acquistate direttamente dagli editori e sono inoltre disponibili dalla compagnia Ensoft, Inc.



## 10. 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

---