



È vietata la riproduzione di questo documento senza la preventiva autorizzazione di MM Spa



## COMUNE DI MILANO

### MERCATO AGROALIMENTARE DELLA CITTÀ DI MILANO

#### PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA

#### PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

### RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

IL DIRETTORE TECNICO		IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE		IL PROGETTISTA RESPONSABILE		
DOTT. ING. Francesco Vanzo Ordine degli Ingegneri Milano n° 14647		DOTT. ING. Andrea Pasquale Costa Ordine degli Ingegneri Milano n° A22465		DOTT. ING. ANTONELLA ANTONELLI Ordine degli Ingegneri Milano n° A29226		
						
6	SET 2019	PROGETTO VALIDATO		A. ARIENTI	F. CAMPANALE M. MANGIONE	A. COSTA
3	LUG 2019	PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO				A. COSTA
0	28/05/2019	EMISSIONE		A. ARIENTI	F. CAMPANALE M. MANGIONE	A. COSTA
Aggiorn.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Acquisito	Approvato

COLLABORAZIONE  
ALLA PROGETTAZIONE:

STUDIO MICHAELIDES ASSOCIATI INGEGNERIA E ARCHITETTURA  
MILANO 20131 – VIA AMPERE, 112

CODIFICA  
DOCUMENTO

Commessa

**YB00**

Lotto

**1**

Fase

**D**

Categoria

**R**

Opera

**RE**

Progressivo

**0101**

PAGINE TOTALI **70**



## INDICE DEI CONTENUTI

---

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1. <i>Premessa .....</i>	<i>5</i>
1.2. <i>Tipologia Fondazioni .....</i>	<i>6</i>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
2.1. <i>Norme nazionali .....</i>	<i>7</i>
2.2. <i>Norme regionali .....</i>	<i>8</i>
2.3. <i>Norme europee .....</i>	<i>8</i>
2.4. <i>Norme tecniche e altri riferimenti .....</i>	<i>9</i>
<b>3. CARATTERISTICHE MATERIALI .....</b>	<b>11</b>
3.1. <i>Note Generali .....</i>	<i>11</i>
3.2. <i>Calcestruzzo .....</i>	<i>12</i>
3.2.1. <i>Calcestruzzo per magrone e rinfiando .....</i>	<i>12</i>
3.2.2. <i>Calcestruzzo per fondazioni .....</i>	<i>12</i>
3.2.3. <i>Calcestruzzo per soletta di collegamento delle fondazioni .....</i>	<i>12</i>
3.3. <i>Acciaio per c.a. ....</i>	<i>13</i>
3.3.1. <i>Barre di armatura .....</i>	<i>13</i>
3.3.2. <i>Reti elettrosaldate .....</i>	<i>13</i>
3.4. <i>Resine, betoncini e malte espansive .....</i>	<i>14</i>
3.4.1. <i>Malta espansiva .....</i>	<i>14</i>
3.4.2. <i>Resina per inghisaggio barre .....</i>	<i>14</i>
<b>4. GEOTECNICA ED IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>15</b>
4.1. <i>Considerazioni generali .....</i>	<i>15</i>
4.2. <i>Inquadramento stratigrafico .....</i>	<i>16</i>
4.3. <i>Livello della falda .....</i>	<i>18</i>
4.4. <i>Inquadramento geotecnico .....</i>	<i>18</i>
4.5. <i>Categoria sismica del suolo .....</i>	<i>19</i>
<b>5. PROGRAMMI DI CALCOLO .....</b>	<b>20</b>
5.1. <i>MODEST v.8.20 con XFinest v. 2018 .....</i>	<i>20</i>
5.1.1. <i>Descrizione generale .....</i>	<i>20</i>
5.1.2. <i>Modellazione .....</i>	<i>21</i>
5.1.3. <i>Controllo e Calcolo Struttura .....</i>	<i>22</i>
5.1.4. <i>Modalità di utilizzo .....</i>	<i>23</i>
5.1.5. <i>Affidabilità del codice di calcolo .....</i>	<i>23</i>



5.1.6. Solutore.....	23
<b>5.2. VcaSLU v.7.6.....</b>	<b>24</b>
5.2.1. Premessa .....	24
5.2.2. Modalità di utilizzo.....	24
5.2.3. Campo di impiego .....	25
5.2.4. Affidabilità del codice di calcolo .....	25
<b>5.3. Fogli di Calcolo per Fondazioni.....</b>	<b>26</b>
<b>6. CRITERI DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>27</b>
6.1. Considerazioni progettuali e criteri di verifica.....	27
6.2. Fondazioni dirette - capacità portante .....	28
6.2.1. Verifica di capacità portante.....	28
6.2.2. Portata limite – verifica statica .....	29
6.2.3. Portata limite – verifica sismica.....	30
6.3. Fondazioni dirette – cedimenti .....	32
6.3.1. Cedimento assoluto .....	32
6.3.2. Cedimento differenziale .....	33
<b>7. VERIFICA FONDAZIONI.....</b>	<b>35</b>
7.1. Premessa .....	35
7.2. Sollecitazioni .....	36
7.2.1. Plinto tipo A.....	36
7.2.2. Plinto tipo B.....	39
7.2.3. Plinto tipo C.....	42
7.2.4. Plinto tipo D.....	45
7.3. Tabella riassuntiva verifiche portata e cedimento .....	48
7.4. Verifiche sezionali.....	49
7.4.1. Plinto 400x400 .....	49
7.4.2. Plinto 450x450 .....	52
<b>8. VERIFICA FONDAZIONI STRUTTURE ACCESSORIE .....</b>	<b>55</b>
8.1. Platea scala metallica .....	55
8.2. Platee scalette metalliche .....	60
8.3. Travi reggi-pannelli.....	64
<b>9. INCIDENZE .....</b>	<b>68</b>
<b>10. CONCLUSIONI .....</b>	<b>69</b>
<b>11. TABULATI DI ANALISI.....</b>	<b>70</b>





# 1. INTRODUZIONE

---

## 1.1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle fondazioni è stata redatta nell'ambito del progetto di riqualificazione generale dell'area dei "*Mercati Generali*" ubicati nell'area est della città di Milano ed illustra le scelte progettuali delle fondazioni delle strutture necessarie alla costruzione della nuova Piattaforma Logistica Ortofrutta (PLO).

La progettazione si sviluppa a partire dagli elaborati del progetto di fattibilità tecnica ed economica elaborato da SO.GE.MI. implementando i criteri e gli indirizzi di impostazione generale, in accordo con le scelte di carattere architettonico ed impiantistico, ed integrando elementi e scelte progettuali proprie di una progettazione definitiva.

In sintesi la relazione illustra i criteri generali di analisi dimensionamento e verifica delle fondazioni dirette delle strutture prefabbricate del PLO, ne descrive le tipologie strutturali e le modalità di calcolo relative ed in particolare contiene:

1. La descrizione generale delle opere fondazionali;
2. L'indicazione delle norme di riferimento per la progettazione;
3. Le caratteristiche dei materiali;
4. La schematizzazione della struttura;
5. Le azioni di progetto derivanti dal modello della struttura elevazione;
6. Le principali verifiche di resistenza e deformabilità;

Per la descrizione dettagliata dell'intervento si rimanda agli elaborati grafici di progetto ed ai paragrafi seguenti.



## 1.2. TIPOLOGIA FONDAZIONI

L'intervento progettuale prevede la costruzione di una nuova Piattaforma Logistica Ortofrutta, denominata PLO, in struttura prefabbricata con maglia dei pilastri sostanzialmente regolare. Le fondazioni scelte per le strutture sono di tipo diretto a plinto per i pilastri prefabbricati ed a trave continua a T rovescia per reggere i pannelli prefabbricati di tamponamento ed interni.

Il piano campagna locale odierno è variabile tra +110.10m a nord e +110.04 m a sud.

Il piano campagna locale futuro si presenta a quota di circa +110.10 m s.l.m.

La quota di fondo scavo per l'imposta delle fondazioni a plinto è a quota +107.60 m (-2.50 da quota p.c.).

I plinti a bicchiere sono di 5 tipologie diverse in funzione della dimensione dei pilastri di elevazione e della loro posizione rispetto agli allineamenti strutturali. Sono tutti a base quadrata ad eccezione dei plinti (tipo C e D), posti in corrispondenza del giunto strutturale (filo X/11) che sono a base rettangolare.

Le dimensioni geometriche sono riportate nella tabella che segue:

TIPO	B = largh.	L = lungh.	D = h base	H = h bicchiere	PILASTRI
	cm	cm	cm	cm	cm x cm
A	400	400	70	120	70 X 70
B	450	450	70	120	80 X 80
C	700	400	70	120	2 P 70 X 70
D	700	400	70	120	2P 80 X 80
E	240	240	70	120	60 X 60

*Figura 1: tipologia plinti a bicchiere*



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

---

La presente relazione è stata redatta in accordo con la normativa nazionale (DM 17/01/2018 e relativa “Circolare”) ed internazionale (Eurocodici) vigente.

### 2.1. NORME NAZIONALI

1. Legge 5 novembre 1981 N. 1086 - *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, precompresso ed a struttura metallica”*;
2. D.P.R. n° 380 del 06/06/2001, e s.m. e i. - *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”*;
3. D.P.R. 21 APRILE 1993, N. 246: Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione;
4. D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle *“Norme tecniche per le costruzioni”* Pubblicato su S.O. n.8 della G.U. 20 Febbraio 2018, n.42;
5. Circolare Applicativa Min. Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2018, N. 7 C.C.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;
6. D.M. Interni 16 febbraio 2007: *Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*;
7. D.M. Interni 09 marzo 2007: *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco*;
8. D.g.r n° 7/14964 del 07/11/2003: Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*;
9. D.d.u.o. n° 19904 del 21/11/2003: *“Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art. 2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 in attuazione della D.g.r. n° 14964 del 07/11/2003”*;



10. Decreto 31 luglio 2012: *“Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”*

## **2.2. NORME REGIONALI**

- 11.D.G.R. Lombardia 11 luglio 2014 - n. 2129/14 *“Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”*;
- 12.Legge Regionale Lombardia n. 33/2015 *“Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”*;
- 13.D.G.R. Lombardia 30 marzo 2016 - n. X/5001 *“Approvazione delle Linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai Comuni in materia sismica”*.

## **2.3. NORME EUROPEE**

- 14.Eurocodice 1 UNI EN 1991-1-1:2004 – *“Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi”*.
- 15.Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005 – *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- 16.Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2005: *Progettazione delle strutture di acciaio– Parte 1-1 Regole generali e regole per gli edifici*;
- 17.Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3: 2007: - *Progettazione delle strutture di acciaio– Parte 1-3 Regole generali – Regole supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo*;
- 18.Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005: *Progettazione geotecnica – Parte 1 Regole generali*;
- 19.Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2007 - *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1 Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*;





20. Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2005 - *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5 Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;*

#### **2.4. NORME TECNICHE E ALTRI RIFERIMENTI**

Per quanto non esplicitamente definito dalle normative italiane, si è fatto inoltre riferimento alle norme UNI, ad altri Eurocodici e/o a documenti di riferimento di comprovata validità (es. CNR-DT) tra cui si ricordano:

- 21. CNR-DT 207/2008 - *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;*
- 22. UNI EN 13670:2010 - *Esecuzione di strutture di calcestruzzo;*
- 23. UNI EN 206:2016 – *Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità;*
- 24. UNI 11104:2016 - *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1;*
- 25. UNI EN 1090-1 – *Esecuzione di strutture in acciaio ad alluminio – Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali;*
- 26. UNI EN 1090-2 – *Esecuzione di strutture in acciaio ad alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio;*
- 27. UNI EN 10020 – *Definizione e classificazione dei tipi di acciaio;*
- 28. UNI EN 10025 – *Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali;*
- 29. UNI EN ISO 12944 – *Pitture e vernici – Protezione della corrosione di strutture di acciaio mediante verniciatura;*
- 30. UNI EN ISO 1461:2009 – *Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio – Specificazioni e metodi di prova;*
- 31. UNI EN 15048-1:2007 – *Bulloneria strutturale non a serraggio controllato – Parte 1: requisiti generali;*
- 32. UNI EN 11146:2005 – *Pavimenti in calcestruzzo ad uso industriale – Criteri per la progettazione, la costruzione ed il collaudo;*



- 33. *“Linee guida CONPAVIPER per la prescrizione di calcestruzzi fibrorinforzati per la realizzazione di pavimentazioni”* – CONPAVIPER – revisione n. 01.12 del marzo 2010;
- 34. *“Codice di buona pratica per i pavimenti in calcestruzzo ad uso industriale”* – CONPAVIPER – Terza Edizione maggio 2003



### **3. CARATTERISTICHE MATERIALI**

---

#### **3.1. NOTE GENERALI**

La durabilità di una struttura dipende dall'interazione tra le caratteristiche del materiale con cui la struttura è costruita e le azioni di tipo chimico – fisico, legate all'ambiente in cui essa si trova, alle quali si presume sarà soggetta nell'arco della sua vita nominale. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del calcestruzzo, adeguate prescrizioni costruttive delle armature, in particolare dei copriferri, un'esecuzione curata ed un'adeguata manutenzione periodica.

Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto se la struttura, sottoposta alle azioni tipiche dell'ambiente e soggetta a ordinaria manutenzione, è in grado di fornire per la Vita Nominale le prestazioni per la quale è stata progettata e realizzata.

I requisiti e le prestazioni degli elementi strutturali sono specificati nei paragrafi che seguono e riportati anche negli elaborati grafici. Per le norme a cui far riferimento per ogni materiale e per maggiori specifiche tecniche su caratteristiche e modalità di produzione e messa in opera si rimanda al Capitolato Tecnico.

Im questa relazione si riportano solo le caratteristiche dei materiali specifici per le fondazioni, per gli altri materiali fare riferimento alla Relazione Tecnica.



### **3.2. CALCESTRUZZO**

#### **3.2.1. CALCESTRUZZO PER MAGRONE E RINFIANCO**

Classe di resistenza a compressione:	C16/20
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 20,00 \text{ MPa}$
Massa Volumica:	$\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
Diametro massimo dell'aggregato:	32.0 mm

#### **3.2.2. CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI**

Classe di resistenza a compressione:	C30/37
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 37,00 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} \geq 30,00 \text{ MPa}$
Massa Volumica:	$\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
Classe di esposizione:	XC2
Consistenza minima:	S5
Diametro massimo dell'aggregato:	32.0 mm

#### **3.2.3. CALCESTRUZZO PER SOLETTA DI COLLEGAMENTO DELLE FONDAZIONI**

Classe di resistenza a compressione:	C25/30
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 30,00 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} \geq 25,00 \text{ MPa}$
Massa Volumica:	$\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
Classe di esposizione:	XC2
Consistenza minima:	S5
Diametro massimo dell'aggregato:	16.0 mm



### **3.3. ACCIAIO PER C.A.**

#### **3.3.1. BARRE DI ARMATURA**

B450C controllato in stabilimento, saldabile

Resistenza caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Rapporto  $f_y/f_{y,nom}$ :  $\leq 1,25$

Rapporto  $f_t/f_y$ :  $1,15 \leq f_t/f_y \leq 1,25$

Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 7,50\%$

#### **3.3.2. RETI ELETTROSALDATE**

B450A controllato in stabilimento, saldabile

Resistenza caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Rapporto  $f_y/f_{y,nom}$ :  $f_y/f_{y,nom} \leq 1,25$

Rapporto  $f_t/f_y$ :  $1,05 \leq f_t/f_y \leq 1,25$

Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 2,50\%$



### **3.4. RESINE, BETONCINI E MALTE ESPANSIVE**

#### **3.4.1. MALTA ESPANSIVA**

Malta monocomponente, a ritiro compensato e a presa normale, a base di cementi ad alta resistenza, aggregati selezionati, speciali additivi, di elevata fluidità idonea per la colatura entro cassero a tenuta senza rischio di segregazioni anche in forti spessori.

#### **3.4.2. RESINA PER INGHISAGGIO BARRE**

Tipo: ad iniezione a due componenti costituito da resina a base epossidica esente da sirene con riempitivo inorganico e indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento con le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione 2-7 gg (UNI EN ISO 604):  $\geq 120$  MPa

Resistenza a flessione (Uni En ISO 178):  $\geq 90$  MPa

Resistenza a trazione (ASTM D 638):  $\geq 51$  MPa



## 4. GEOTECNICA ED IDROGEOLOGIA

---

Si riassumono di seguito le caratteristiche stratigrafiche dei terreni di sedime ed i principali parametri geotecnici utilizzati nella progettazione, tratti dalla Relazione Geotecnica di progetto.

### 4.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

L'analisi delle stratigrafie dei sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza dell'area di costruzione e delle prove di laboratorio consente di indicare quanto segue:

- Il terreno in sito è sostanzialmente costituito da materiale granulare normal-consolidato (o poco consolidato nei livelli più superficiali) costituito da *alternanze di ghiaia eterometrica da medio-fine a medio-grossolana in matrice sabbiosa e sabbia debolmente limosa in matrice ghiaiosa*.
- Lo spessore dei riporti superficiali varia tra 1.5 e 3.5 m in corrispondenza dei sondaggi eseguiti ma potrebbe risultare localmente maggiore in corrispondenza di scavi realizzati per l'esecuzione delle strutture ad oggi esistenti. Detti riporti sono generalmente costituiti da limo sabbioso, sabbia e ghiaia con frammenti di laterizi e ciottoli. In corrispondenza dei sondaggi ambientali previsti al disotto della futura Piattaforma Logistica Ortofrutta si rileva uno spessore dei riporti superficiali varia tra 1.5 e 2.5m.
- Al di sotto del terreno di riporto (ed in genere fino a circa 3.5 m di profondità) è stata riscontrata la presenza di limo da sabbioso ad argilloso generalmente consistente e sabbia fine limosa di colore marrone. In un sondaggio (S3-1999) è stata riscontrata la presenza di livelletti torbosi nel limo.
- Tra 8 e 12 m di profondità è stata riscontrata la presenza di un livello di limo discontinuo di spessore variabile tra 0.5 e 1.5m di colore generalmente grigio a volte torboso. Maggiori dettagli in merito a tale livello sono riassunti in tabella di cui al seguito.



- In alcuni sondaggi (vedere tabella) è stata riscontrata la presenza di un secondo livello limoso di spessore prossimo al metro a profondità variabile tra 16 e 20 m.
- A partire dai 20m circa di profondità lo stato di addensamento del terreno aumenta considerevolmente e la matrice diventa francamente ghiaiosa.

SONDAGGIO	Descrizione	Campione	da (m)	a (m)	H (m)	Poket (kPa)	SPT (colpi)	CF (%)	CA (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/mc)	$\gamma_d$ (kN/mc)	$W_n$ (%)	$e_o$ (-)
<b>LIVELLO SUPERIORE</b>																	
S7-2011	Limo sabbioso con ghiaia		7.8	8.6	0.8												
S8-2011	Limo plastico		7.5	8.5	1.0	50-100											
S10-2011	Limo sabbioso		7.8	8.5	0.7		9										
S11-2011	Limo argilloso		9.1	9.8	0.7												
S3-1999	Limo argilloso	D	9.1	10.2	1.1		9	73	8								
S5-1999	Limo sabbioso e argilloso		9.6	11.1	1.5	150											
Q9/1-2001	Limo torboso e argilla	G	10.8	12	1.2			96	18								
Q9-S7-2010	Limo sabbioso loc. argilloso	B	10.4	11	0.6			60	17								
Q9-S8-2010	Limo argilloso	C	11.3	11.6	0.3			78	12								
Q9-S8-2010	Limo torboso	D	12.4	12.7	0.3			75	12								
Q9-S9-2010	Limo con argilla e sabbia	1 (Shelby)	11.0	11.8	0.8	50-75		79	15	33	24	9	28	19	14	36	0.96
<b>LIVELLO INFERIORE</b>																	
S7-2011	Limo sabbioso con ghiaia		15.9	16.5	0.6												
S9-2011	Limo con ghiaia		14.5	14.9	0.4												
S4-1999	Limo sabbioso con ghiaia		19.5	21.0	1.5												

Tabella – Livelli di limo (discontinui) superficiale e profondo

## 4.2. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

In corrispondenza della nuova Piattaforma Logistica Ortofrutta lo strato superficiale/antropico si attesta fino a circa 2.50 m.

### Strato superficiale/antropico - Da p.c. a 2.0-2.5m

Si tratta di limo (talvolta torboso) consistente e sabbia fine limosa poco addensata. Tale strato è stato in parte asportato e sostituito con terreno di riporto costituito da materiale eterogeneo (limo sabbioso, sabbia, ciottoli e resti di laterizi). Il colore è generalmente marrone-nocciola.

### Strato naturale/sottostante - Da 2.0-2.5m a 20m





Si incontra un'alternanza di sabbia con ghiaia e ghiaia eterometrica in matrice limo-sabbiosa con ciottoli generalmente ben addensata. Il colore varia tra il nocciola (nella parte più superficiale) ed il grigio negli strati più profondi.

Si osserva la presenza di un *livello discontinuo di limo* da sabbioso ad argilloso di colore grigio (talvolta torboso) a profondità variabile tra gli 8 ed i 12m dal p.c. locale con spessore compreso tra 0.5 ed 1.0m.

Nel dettaglio si ha:

Livelli litologici	Profondità (-m da p.c. locale)	Spessore (m)	Descrizione
1	0,00-2,00÷2,50	2,00÷2,50	<b>Sabbia medio-fine</b> debolmente ghiaiosa di colore grigio-nocciola, <b>e limo sabbioso</b> a tratti debolmente argilloso di colore marrone nocciola/nerastro poco consistente. Presenza frequente lungo lo strato di materiale antropico tra cui numerosi frammenti di laterizi e raro asfalto e cls.
2	2,00÷2,50 – 13,50÷16,00	12,00÷14,00	<b>Ghiaia eterometrica con sabbia limosa.</b> Locali variazioni della percentuale sabbiosa con livelli da centimetrici a decimetrici di ghiaia e sabbia e sabbia ghiaiosa. Colore da grigio-nocciola a marrone.
2b	7,50÷9,00 – 10,50÷11,00	1,50÷3,50	<b>Limo sabbioso</b> a tratti debolmente argilloso, di colore da grigio scuro a nocciola, plastico a tratti, poco consistente. Presenza di rarissima ghiaia fine e livelli torbosi.
3	13,50÷16,00 – 18,50÷21,00	2,50÷7,50	<b>Sabbia limosa</b> medio fine, debolmente ghiaiosa a tratti inglobante rara ghiaia di colore nocciola chiaro. Nella porzione. Orientale e nord-orientale dell'intervento tale livello sembra venir meno ed essere sostituito da materiale a granulometria maggiore con una forte diminuzione della componente sabbiosa, rinvenibile come componente matriciale: <b>Ghiaia con rari ciottoli</b> , in matrice limoso sabbiosa di color grigio nocciola a tratti oca.



#### 4.3. LIVELLO DELLA FALDA

Salvo differenti indicazioni per il progetto delle strutture in elevazione si prevedono i seguenti livelli di falda:

- Falda di riferimento (opere provvisionali e gestione del cantiere): piezometrica del dicembre 2014 (piezometro ACQ14) aumentata di 1m:  $103.55\text{m} + 1\text{m} = \mathbf{104.55\text{m s.l.m.}}$
- Falda di progetto (opere definitive e verifica a galleggiamento): piezometrica del settembre 1954: **106.00m s.l.m.**

#### 4.4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di cui al seguito (valori *caratteristici* dei parametri di resistenza al taglio e deformabilità) sono state definite sulla base di correlazioni di letteratura (riportate nelle Relazione Geotecnica) con i risultati della campagna di indagine geognostica eseguita

Vista la natura granulare del terreno si fa, in tutti i casi, riferimento ad un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

##### ORIZZONTE A:

*(da 0,00 a 2,00÷2,50m da p.c.): Terreno riportato e deposito alluvionale recente / rimaneggiato.*

$\gamma_n$  = peso di volume naturale =  $16\div 18 \text{ kN/m}^3$

$\phi'$  = angolo di attrito medio =  $26^\circ\div 28^\circ$

$D_R$  = densità relativa =  $30\div 40\%$

$E'$  = modulo di Young =  $10\div 20 \text{ MPa}$

$\nu'$  = coefficiente di Poisson =  $0.30\div 0.40$



#### ORIZZONTE B:

*(da 2,00÷2,50 a 21,00m da p.c.): Deposito fluvio-glaciale; sabbie e ghiaie*

$\gamma_n$  = peso di volume naturale = 19÷20 kN/m<sup>3</sup>

$D_R$  = densità relativa = 50÷60%

$\phi'$  = angolo di attrito medio = 31°-33°

$E'$  = modulo di Young = 35÷40 MPa

$\nu'$  = coefficiente di Poisson = 0.25÷0.30

#### ORIZZONTE B1:

*(da 7,50÷9,00 a 10,50÷11,00m da p.c.): Deposito fluvio-glaciale; limi sabbiosi*

$\gamma_n$  = peso di volume naturale = 16÷17 kN/m<sup>3</sup>

$\phi'$  = angolo di attrito medio = 26°÷28°

$c_u$  = coesione non drenata = 0,5÷0,7 Kg/cm<sup>2</sup>

$E'$  = modulo di Young secante = 3÷4 MPa

$\nu'$  = coefficiente di Poisson drenato = 0.30÷0.40

### **4.5. CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO**

Per la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ) nel terreno sono state eseguite apposite prove geofisiche del tipo “*down-hole*” ed i valori calcolati come da Norma risultano variabili da 374-381 m/s, ne segue che il sito può essere classificato in categoria del suolo tipo “B”:

In relazione al valore di poco superiore a 360 m/s (valore limite superiore della Cat. C) ed alla natura eterogenea dei terreni di imposta delle fondazioni, si ritiene a favore di sicurezza di assumere il **sottosuolo di categoria “C”**: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente addensati con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”



## 5. PROGRAMMI DI CALCOLO

---

Si riportano le descrizioni dei software di calcolo adottati per le analisi.

### 5.1. MODEST v.8.20 CON XFINEST v. 2018

#### 5.1.1. DESCRIZIONE GENERALE

Il software di calcolo **ModeSt** è prodotto dalla società Tecnisoft s.a.s e distribuito in Lombardia dalla società Harpaceas s.r.l. è un pre-post processore che utilizza come solutore il software XFinest versione 2018 prodotto da Ceas srl.

Con ModeSt si possono modellare in grafica interattiva tramite tastiera o mouse strutture spaziali o piane costituite da elementi monodimensionali e bidimensionali quali travi, pilastri, setti, solette, reticoli di fondazione, platee, plinti/pali, pareti contro terra, nuclei irrigidenti, strutture reticolari, serbatoi, cupole e altre strutture meno comuni realizzate anche con materiali diversi. Le strutture possono avere nodi con qualsiasi tipo di vincolo esterno (anche elastico), aste con eventuali svincolamenti d'estremità completamente definibili, aste su suolo elastico, elementi bidimensionali (a tre o a quattro nodi) membranali, flessionali o su suolo elastico. Elementi bidimensionali semplici come pareti verticali o muri di scantinato possono anche essere schematizzati automaticamente come un reticolo equivalente di aste. Le strutture di fondazione (anche a quote diverse) possono essere costituite da graticci di travi e/o da platee di fondazione e/o da plinti diretti o su pali con o senza bicchiere. Vengono calcolati automaticamente i carichi dovuti al peso proprio degli elementi strutturali e i carichi sulle travi dovuti alle tamponature e ai solai di qualunque forma e direzione di orditura (anche a sbalzo). È possibile trattare, oltre ai tipi di carico più comuni (uniformemente distribuiti, trapezoidali, parziali, concentrati, ecc.), anche le variazioni termiche uniformi e a farfalla e le pressioni idrostatiche sugli elementi bidimensionali (dovute ad esempio alla spinta della terra). È possibile modellare il sottosuolo attraverso la definizione dei parametri geotecnici caratteristici utili al calcolo degli elementi di fondazione, a tale scopo è possibile utilizzare anche correlazioni con risultati di prove in sito (SPT, CPT, DP, ecc.). È possibile modellare elementi di fondazione superficiali (plinti, reticoli di travi e platee di qualunque forma) e profonde (pali singoli, plinti su pali, travi e platee su pali di qualunque forma) associando loro caratteristiche di risposta elastica del terreno valutata in automatico rispetto alla loro geometria ed al sottosuolo modellato. Sia per le fondazioni superficiali che profonde vengono effettuate le verifiche di capacità portante, il calcolo dei cedimenti e la progettazione strutturale con riferimento alla normativa vigente. La progettazione delle fondazioni profonde avviene attraverso un'analisi elasto-plastica di interazione palo-terreno. In fase di calcolo è possibile eseguire l'analisi sismica statica o dinamica secondo il regolamento Italiano o l'analisi modale. Posso essere condotte analisi sia lineari sia non lineare in regime di grandi spostamenti e



analisi di stabilità (buckling) sia lineare che non lineare anche memorizzando i risultati intermedi dell'analisi per avere una rappresentazione visiva dell'evolversi della deformata. ModeSt è collegato in modo completamente automatico con i solutori ad elementi finiti più diffusi e affidabili: SAP90, SAP2000, Xfinest, OpenSees.

### 5.1.2. MODELLAZIONE

ModeSt non prevede un metodo standard di inserimento dati. Si può arrivare alla modellazione della struttura seguendo strade diverse, ed ogni utente si conformerà a quella che gli è più congeniale.

La definizione di una struttura consiste nella definizione di un insieme di *nodi* (punti nello spazio tridimensionale) che fungono da punto di connessione fra elementi monodimensionali e bidimensionali secondo gli schemi consueti nelle strutture da calcolare col metodo degli elementi finiti (FEM).

I diversi programmi agli elementi finiti denominano in vario modo gli elementi monodimensionali (beam, truss, ecc.) e bidimensionali (plate, shell, ecc.), ModeSt denomina i primi generalmente *aste* ed i secondi *muri* o *elementi bidimensionali* (per brevità a volte semplicemente *bidimensionali*). La denominazione muro è stata adottata per alcuni particolari elementi che pur se visivamente paiono elementi bidimensionali, vengono in realtà a livello di calcolo trattati in altro modo. Quando si fa riferimento ad elementi che possono indifferentemente essere muri o elementi bidimensionali, si usa in genere il termine **elemento bidimensionale** o **bidimensionale**.

La caratterizzazione degli elementi presenti nella struttura, ossia la specifica di tutte le caratteristiche ad esempio di sezione, di vincolo ecc. di un'asta o di altri elementi viene effettuata in ModeSt utilizzando il concetto di proprietà. Occorre quindi definire le proprietà da utilizzare per assegnarle agli elementi. Le proprietà correnti sono raccolte nel pannello Proprietà correnti.

Altri elementi introducibili in ModeSt, ma che non hanno valenza strutturale sono:

Impalcati: sono il raggruppamento logico di un insieme di nodi, caratterizzati in genere dalla stessa quota. Gli impalcati servono essenzialmente per facilitare l'inserimento dati e consentono l'eventuale schematizzazione di piani rigidi.

Solai: sono superfici piane delimitate da un contorno chiuso di nodi collegati da aste. I solai non hanno nessuna valenza strutturale, ma servono solo per definire delle zone con carico uniforme e consentire così la generazione automatica dei carichi.

Nuclei: sono il raggruppamento logico di un insieme di elementi bidimensionali che verranno progettati come pareti di taglio tenendo conto delle sollecitazioni globali. I muri e gli elementi bidimensionali possono essere raggruppati in *nuclei*, insieme di elementi in cemento armato di cui progettare l'armatura tenendo conto delle sollecitazioni globali. I nuclei non hanno nessuna valenza strutturale aggiuntiva rispetto a quella degli elementi che lo compongono, ma servono solo per effettuare un progetto armature più aderente al reale comportamento della struttura.

Pareti: sono il raggruppamento logico di un insieme di elementi bidimensionali che verranno progettati come pareti essenzialmente inflesse fuori dal proprio piano.



Plinti/pali: non vengono passati al solutore se non in alcuni casi come un vincolo elastico, ma sono comunque elementi che ModeSt può progettare tenendo conto delle sollecitazioni su esso agenti.

Reticolari in acciaio: sono il raggruppamento logico di un insieme di aste che abbiano una sezione compatibile con il progetto delle unioni reticolari, ossia che consentano l'inserimento di una piastra di collegamento.

### 5.1.3. CONTROLLO E CALCOLO STRUTTURA

E' possibile effettuare un controllo di massima dei dati introdotti cliccando nel gruppo **Controllo** della scheda **Analisi** su **Congruenza dati**.

Il controllo che viene effettuato è finalizzato al calcolo della struttura con metodo FEM.

Analogamente alcune anomalie segnalate possono essere invece normali schematizzazioni dell'utente. Ad esempio la meshatura della sola platea, con muri in elevazione non meshati ed irrigidimento con aste infinitamente rigide porta alla segnalazione di "**Elemento bidimensionale non collegato ai nodi**", ma ciò è ovviamente voluto e non pregiudica il corretto calcolo.

La procedura di calcolo con metodo FEM o struttura in muratura presenta varie opzioni. Alcune opzioni potranno non essere attive per particolari solutori.

**Tipo di calcolo:** specificare il tipo di calcolo. Sono disponibili le seguenti opzioni:

- *Calcolo statico:* la struttura viene calcolata con i soli carichi inseriti dall'utente. La combinazione delle CCE generata automaticamente come indicato in Combinazioni potrà comunque essere modificata come indicato in Combinazione delle condizioni di carico;
- *Calcolo dei soli modi di vibrare:* viene effettuato il calcolo dei soli modi propri di vibrare della struttura. Vengono comunque calcolate anche le percentuali di massa che vengono interessate da ogni modo. Non sarà possibile ottenere le forze statiche equivalenti né le sollecitazioni spettrali dei vari modi. Sarà comunque possibile in modellazione ottenere la rappresentazione grafica dei vari modi di vibrare cliccando nel gruppo Disegno della scheda Risultati su Def. nodale. Non è definita in questo caso la combinazione delle CCE;
- *Analisi sismica statica:* viene effettuata l'analisi sismica statica equivalente secondo la normativa Italiana. Le combinazioni e le CCE aggiuntive che vengono create dipendono dalla presenza o meno di azioni sismiche verticali e dal rapporto fra i lati della struttura.
- *Analisi sismica dinamica:* viene effettuata l'analisi sismica dinamica secondo la normativa Italiana. Se nella struttura sono presenti masse con componente Z diversa da zero, ModeSt calcola le azioni sismiche verticali e le combina con le azioni sismiche orizzontali nei modi previsti dalla normativa specificata. Come previsto dal D.M. 14/02/92 e D.M. 16/01/96, l'azione sismica verticale potrà essere calcolata sia in analisi dinamica che applicando l'analisi statica in funzione di quanto specificato in Sisma verticale in analisi dinamica.
- *Analisi Pushover:* viene effettuata l'analisi sismica statica non lineare (pushover). Non è possibile effettuare l'analisi pushover se nella struttura sono presenti masse con componente Z diversa da zero.



#### **5.1.4. MODALITÀ DI UTILIZZO**

Le fasi tipiche di un'analisi agli elementi finiti sono:

- Definizione di un sistema di unità di misura;
- Generazione di nodi e degli elementi per la creazione di modello;
- Definizione delle proprietà globali del modello;
- Definizione delle proprietà degli elementi del modello;
- Applicazione delle condizioni di vincolo;
- Definizione delle condizioni di carico;
- Applicazione dei carichi;
- Definizione delle combinazioni di carico;
- Lanciare l'analisi (dinamica, statica, lineare o non lineare..);
- Calcolo dei risultati;
- Visualizzazione e controllo dei risultati, per via grafica e tabellare.

#### **5.1.5. AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO**

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, costituita da un ampio manuale d'uso contenente una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

La presenza di un modulo grafico per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

#### **5.1.6. SOLUTORE**

XFinest è un programma agli elementi finiti prodotto da Ce.A.S. srl e distribuito da Harpaceas srl di Milano. L'utente che deve affrontare un modello con XFinest deve, di norma, percorrere i seguenti passi;

- Definire la mesh del modello (coordinate nodali, elementi, condizioni di carico, ecc.) sulla base del problema fisico in esame;
- Preparare i dati di input secondo le regole del proprio Preprocessore (ModeSt);
- In assenza di errori nel modello, eseguire la fase di soluzione attivando Xfinest;
- Se l'analisi si conclude con successo (eventuali errori riscontrati da XFinest sono riportati nel file con estensione PRT), si possono recuperare dai file di output, i risultati dell'analisi, processandoli con il proprio Post processore (ModeSt);
- Ulteriore documentazione è reperibile ai siti web <http://www.harpaceas.it/>



## 5.2. VcaSLU v.7.6

### 5.2.1. PREMESSA

Il software VcaSLU versione 7.6 del 25-06-2010 è un programma freeware che consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Dominio M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My.

La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. È prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono.

È inoltre implementato il Progetto della Sezione Rettangolare.

I legami  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-01-2008) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).

I valori dei parametri  $f_{cd}$ ,  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{cu}$ ,  $f_{yd}$ ,  $\epsilon_{yd}$ , che compaiono nel form, possono essere cambiati.

### 5.2.2. MODALITÀ DI UTILIZZO

L'uso del programma prevede i seguenti passi:

- scelta della normativa (menu normativa).
- scelta dei materiali (menu materiali).
- scelta del tipo di sezione.
- input del titolo.
- input dei dati della sezione.
- input dell'azione assiale di progetto NEd (S.L.U.) o di esercizio N (Metodo n).
- input delle azioni flettenti di progetto MxEd e MyEd (opzionali per S.L.U., per individuare il punto nel dominio M-N) o di esercizio Mx e My (metodo n).
- Per un confronto fra i risultati dei due metodi si inseriscono azioni di esercizio pari a quelle ultime divise per il coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni  $\gamma_Q$  (1,5 per le azioni variabili, 1,3 per le azioni permanenti). Cliccando sulle frecce si ha la conversione automatica.
- input del punto di applicazione dell'azione assiale.
- input dell'angolo di rotazione  $\alpha$  dell'asse neutro (S.L.U. e presso-flessione deviata).
- input della lunghezza libera di inflessione (opzionale, per il metodo della Colonna-Modello).
- scelta del tipo di verifica ("S.L.U.+", "S.L.U.-" o metodo n).
- scelta del tipo di flessione (retta o deviata).
- input eventuale dei cavi da precompressione e delle relative tensioni.
- calcolo di MxRd (S.L.U. e presso-flessione retta), MxRd e MyRd (S.L.U. e presso-flessione deviata), dominio M-N (S.L.U. e presso-flessione retta), colonna modello (S.L.U. e presso-flessione retta), dominio Mx-My (S.L.U. e presso-flessione deviata), verifica delle tensioni (Metodo n).





Le caratteristiche dei materiali sono contenute in un file di testo ("VcaSluMateriali.txt") che viene richiamato e può essere aggiornato dal menu "materiali".

Il menu File consente di accedere alle seguenti funzionalità:

- Nuovo: inizializza la form per una nuova sezione.
- Apri: apre un file con i dati di una sezione.
- Salva: salva i dati della sezione senza chiedere conferma di sovrascrittura.
- Salva come... : salva i dati della sezione in un file .slu chiedendo conferma di sovrascrittura.
- Stampa: stampa la form.
- Copia negli appunti: copia la form negli appunti in modo che possa essere incollata ad esempio in un file di word.
- Salva Materiali e Unità in uso: salva i settaggi correnti nel file "VcaSlu.ini"; i settaggi verranno usati nel run successivo.
- Esci: esce dal programma.

I dati della sezione che vengono salvati sono tutti quelli che compaiono nella form, escluso il numero dei rettangolini di discretizzazione, che per default è posto uguale a 100.

Dopo aver introdotto i dati si può visualizzare la sezione cliccando sulla figura schematica; con un doppio click la sezione viene plottata su una piccola form che può essere ingrandita e che contiene il menu File dal quale si può stampare, esportare in dxf o disegnare in Autocad (versione 14 o successive, versione completa, non LT).

Per ulteriori informazioni si rimanda al Tutorial del programma.

### **5.2.3. CAMPO DI IMPIEGO**

Il programma viene impiegato per condurre le seguenti verifiche per sezioni rettangolari in c.a.:

- Stato limite ultimo per flessione retta.
- Stato limite ultimo per presso-flessione retta.
- Stato limite delle tensioni in esercizio.


### **5.2.4. AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO**


L'affidabilità del codice di calcolo è garantita oltre che dalle verifiche sui casi esemplificativi svolti anche dalla presenza di un modulo grafico che consente la visualizzazione degli elementi introdotti e il controllo di massima degli output, oltre che dall'uso diffuso nei principali studi di ingegneria e in ambito universitario.




### 5.3. FOGLI DI CALCOLO PER FONDAZIONI


Per la modellazione, calcolo e verifiche delle fondazioni dirette, sia in termini di resistenza e sia in termini di cedimenti sono stati utilizzati i fogli calcolo:


 FonCed\_2.0.xlsm

 FonCed\_3.0.xlsm

 FonDirLim\_1.0.xlsm

 FonLim\_2.0.xlsm

 FonLim\_3.0.xlsm

 FonLim\_4.0.xlsm

che fanno parte del software Progetto NTCalc di Novaingegneria Srl

Fogli di calcolo in formato .xlsm utilizzati ed adattati alle NTC 2018. In specifico per le fondazioni dirette si utilizza Approccio Progettuale 2 (A1+M1+R3)

I programmi del pacchetto NTCalc sono elaborati su foglio elettronico Excel come fogli di calcolo sfruttandone la trasparenza per rendere visibile al Progettista il percorso in termini di:

- Scelte progettuali;
- Formule analizzate nei calcoli;
- Passaggi intermedi;
- Osservazioni delle prescrizioni normative;
- Documentazione dei punti delle normative NTC, Circolare NTC, Eurocodici.

La completa documentazione di tutti i passi del procedimento di calcolo abbinata alla trascrizione completa delle formule, all'inserimento dei riferimenti normativi e dei commenti, consentono ad ogni utente un controllo diretto durante l'utilizzo.

#### *Modalità di presentazione dei risultati*

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

#### *Informazioni generali sull'elaborazione*

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.



## 6. CRITERI DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI

---

### 6.1. CONSIDERAZIONI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA

Si riportano qui di seguito i criteri generali adottati nel progetto delle fondazioni:

- La falda di progetto non ha costituito un vincolo progettuale per le fondazioni vista la sua profondità (+106.00m) in relazione alla quota di imposta dei plinti (+107.60m)
- L'adozione di fondazioni ad imposta diretta comporta lo scavo a sezione fino alla quota +107.60m (-2.50 da p.c.) per l'asportazione livello di limo superficiale e dei soprastanti riporti non adatti alla posa delle fondazioni di progetto;
- La pendenza dei fronti di scavo sarà tale da garantire stabilità alla scarpata; si raccomanda pertanto di aprire fronti di scavo con inclinazione non superiore a 1:1 (orizzontale: verticale).
- In accordo con la normativa vigente (NTC-2018 e relative Istruzioni) le verifiche delle strutture di fondazione sono state svolte sulla base della teoria dello stato limite (ultimo e di esercizio);
- Le verifiche sono effettuate nei confronti dei seguenti SLU:
  - *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
  - *collasso per scorrimento sul piano di posa;*
  - *stabilità globale;*
  - *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;*
- Le verifiche sono effettuate nei confronti dei seguenti SLE:
  - *calcolo spostamenti e distorsione nelle combinazioni di carico per SLE tenendo in conto effetto e durata delle azioni*



## 6.2. FONDAZIONI DIRETTE - CAPACITÀ PORTANTE

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC.

### 6.2.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- ✓ Approccio di calcolo: 2
- ✓ Stato limite (SLU): GEO
- ✓ Coefficienti parziali:  $A_1$  o  $(A_1)^*$ ,  $M_1$ ,  $R_3$

Si verifica che valga:

$$q_d \leq (q_{lim} / \gamma_R)$$

Dove:

$q_d$  = pressione media (Meyerhof) all'ipotesa (da calcolare con fattori  $A_1$  – tabella);

$q_{lim}$  = resistenza limite del terreno (da calcolare con fattori  $M_1$  tabella);

$\gamma_R$  = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 2.3 (tabella);

VERIFICA	$\gamma_F$			$\gamma_M$			$\gamma_R$
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	$\tan(\phi')$	$C'$	$C_u$	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti					
STATICA	1.3	1.5	1.5 <sup>(2)</sup>	1.00	1.0	1.0	2.3
SISMA_SLV	1.0 <sup>(1)</sup>	1.0 <sup>(1)</sup>	1.0 <sup>(1)</sup> ( <sup>(2)</sup> )	1.00	1.0	1.0	2.3

<sup>(1)</sup> - da paragrafo n.7.11.5 NTC

<sup>(2)</sup> – considerare fattori di combinazione di cui ai paragrafi 2.5.2 e 2.5.3 NTC

Tabella - Coefficienti parziali per calcolo capacità portante



### 6.2.2. PORTATA LIMITE – VERIFICA STATICA

Per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione (carico a rottura) di una fondazione isolata impostata su terreno granulare (supposto omogeneo) si fa riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come originariamente proposti da Brinch-Hansen (1970).

$$q_{lim} = 1/2 \cdot B' \cdot \gamma_c \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c$$

dove:

- $B'$  = dimensione minima “effettiva” della fondazione (criterio di Meyerhoff)  
 $\gamma_c$  = peso del terreno di fondazione  
 $q'$  = tensione verticale efficace alla quota di imposta nell'intorno della fondazione.  
 $c'$  = coesione efficace  
 $N_\gamma, N_q, N_c$  = fattori di capacità portante

Nel caso specifico si può utilizzare la formulazione consigliata in UNI-ENV 1997-1:1997 (appendice B) e in EN1997-1:2003 (appendice D) adottata anche in DIN 4017 che consente di tenere in conto anche della rugosità del piano di imposta della fondazione. È immediato verificare che in questo caso il fattore di capacità portante ( $N_\gamma$ ) risulta intermedio tra quanto definito in Hansen (1970) e in Caquot & Kerisel (1953). Ne risultano i seguenti fattori:

#### Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{si tiene in conto la rugosità dell'imposta})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

#### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \sin \phi')$$

$$s_\gamma = 1 - (0.3 \cdot B'/L)$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

#### Fattori di inclinazione del carico (UNI-ENV1997-1:1997)

$$i_q = \{ 1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \}^m$$

$$i_\gamma = \{ 1 - H / (N + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \}^{m+1}$$

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



$m = [(2+B'/L')/(1+B'/L')]$  se H agisce lungo il lato B

$m = [(2+L'/B')/(1+L'/B')]$  se H agisce lungo il lato L

Fattori di inclinazione del piano di imposta (EN1997-1:2003):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan\phi)^2$$

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

$\alpha$  = inclinazione del piano in radianti

### **6.2.3. PORTATA LIMITE – VERIFICA SISMICA**

Per l'analisi della capacità portante del terreno in presenza di sisma oltre alle forze inerziali dovute alle masse in elevazione occorre tenere conto della forza inerziale agente sul volume di terreno in potenziale movimento.

A tale proposito si può fare riferimento al metodo di calcolo proposto da Paolucci e Peker (1997) (basato su un approccio di tipo cinematico) che prevede l'impiego delle stesse formulazioni di cui alle condizioni statiche ma tenendo conto di fattori di capacità portante ( $N_{\gamma-e}$ ,  $N_{q-e}$ ,  $N_{c-e}$ ) ridotti rispetto a quelli statici ( $N_{\gamma-s}$ ,  $N_{q-s}$ ,  $N_{c-s}$ ) grazie ad opportuni fattori ( $z_\gamma$ ,  $z_q$ ,  $z_c$ ):

$$N_{\gamma-e} = z_\gamma \cdot N_{\gamma-s}$$

$$N_{q-e} = z_q \cdot N_{q-s}$$

$$N_{c-e} = z_c \cdot N_{c-s}$$

I fattori riduttivi ( $z_\gamma$ ,  $z_q$ ,  $z_c$ ) vengono definiti in funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione e del coefficiente pseudo-statico di progetto ( $k_h$ ) mediante le seguenti espressioni (vedere anche figura seguente):

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h/\tan\phi')^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.34k_h$$

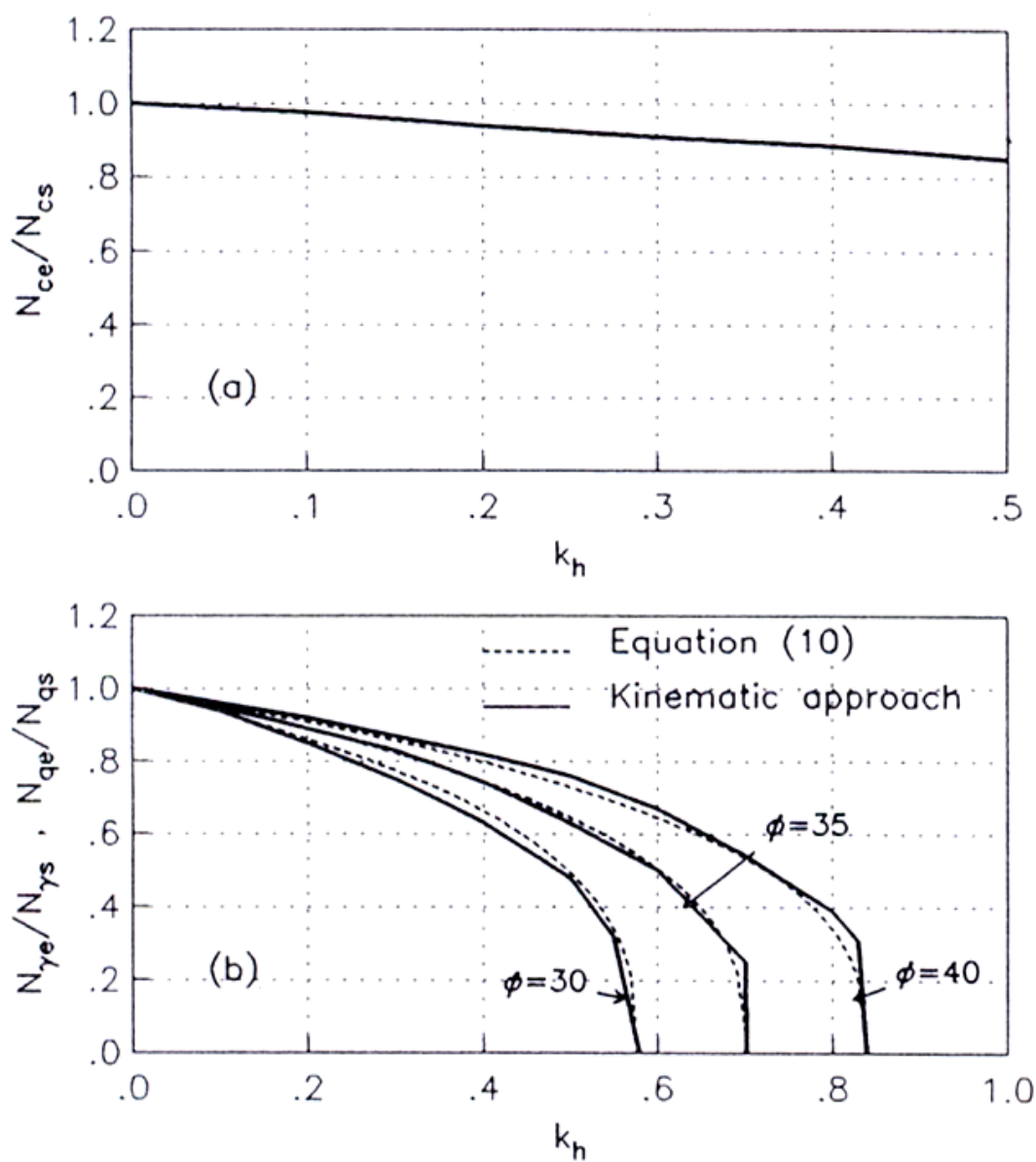


Figura – Riduzione dei fattori di capacità portante in presenza di sisma

(Paolucci e Peker, 1997)



### 6.3. FONDAZIONI DIRETTE – CEDIMENTI

#### 6.3.1. CEDIMENTO ASSOLUTO

Il calcolo del cedimento assoluto di fondazioni dirette impostate su terreno granulare può essere svolto con riferimento alla teoria elastica nell'ipotesi di fondazione isolata “*perfettamente flessibile*”.

Nel caso di fondazioni *rigide*, è possibile calcolare il relativo cedimento a partire dai risultati ottenuti nel caso di fondazione flessibile mediante le semplici correlazioni proposte da Poulos (1974):

$$\begin{aligned} S_{\text{rigido}} &= \frac{1}{2} [(S_{\text{bordo}} + S_{\text{centro}})]_{\text{flessibile}} && \text{Fondazione nastriforme} \\ S_{\text{rigido}} &= \frac{1}{3} [(2 \cdot S_{\text{centro}} + S_{\text{spigolo}})]_{\text{flessibile}} && \text{Fondazione rettangolare} \end{aligned}$$

Il cedimento assoluto viene, pertanto, calcolato con la seguente procedura:

1. Calcolo dello stato tensionale indotto nel terreno supponendo un semispazio elastico-lineare, isotropo ed omogeneo. Per aree di carico nastriformi si fa riferimento a Jumikis, 1971; per aree di carico rettangolari si fa riferimento a Florin, 1959.
2. Calcolo del cedimento con riferimento ad un mezzo elastico lineare isotropo ma non omogeneo caratterizzato (per ogni strato *i*-esimo di terreno) dal modulo elastico (E) e dal coefficiente di Poisson ( $\nu$ ):

$$s = \sum_i \left\{ \frac{1}{E_i} \cdot [\Delta\sigma'_{zi} - \nu \cdot (\Delta\sigma'_{xi} + \Delta\sigma'_{yi})] \cdot \Delta h_i \right\}$$

3. La “*zona di influenza*” del carico viene comunque limitata ad una profondità tale per cui vale (UNI ENV 1997-1:1997 e EN1997-1:2003):

$$\Delta\sigma_z / \sigma'_{vo} \geq 0.2$$

Con  $\Delta\sigma_z$  pari all'incremento di tensione verticale efficace alla quota considerata dovuto ai carichi indotti dalla fondazione.





Si osserva che, per una stessa fondazione, si assume la profondità di influenza relativa al cedimento del baricentro nella condizione di carico più gravosa, indipendentemente dal punto di calcolo e dal valore della pressione applicata. Tale ipotesi consente di confrontare in maniera omogenea i risultati relativi a condizioni di carico differenti pur di rimanere in un campo di variabilità della pressione relativamente contenuto ( $q_{\max} \leq 2 \cdot q_{\min}$ ).

Nel caso le fondazioni vengano impostate a profondità dal p.c. locale non trascurabili, occorrerà considerare l'effetto dello scarico tensionale dovuto alla fase di scavo.

In questo caso il calcolo del cedimento viene suddiviso in due fasi: fino al valore di pressione equivalente alla tensione geostatica presente in sito alla quota di imposta ( $\sigma'_{vo}$ ) si assegna al modulo elastico il valore relativo ad una fase di “ricarico” ( $E'_{ur}$ ) mentre per la quota parte di pressione eccedente ( $q_n = q - \sigma'_{vo}$ ) si fa riferimento al modulo elastico “vergine” ( $E'$ ).

Ovviamente tale approccio prevede che il peso proprio della fondazione e del soprastante terreno venga considerato nella fase di definizione della pressione ( $q$ ) all'imposta.

### 6.3.2. CEDIMENTO DIFFERENZIALE

L'entità del cedimento differenziale dipende non solo da circostanze direttamente correlate al progetto “geotecnico” della fondazione (caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del terreno) ma anche dalla storia del cantiere e alla tipologia di struttura (fasi di costruzione, storia di carico, rapporto tra pesi propri e carichi accidentali, ecc.). Con riferimento alle indicazioni riportate in EC-7 ed EC-1 (per i simboli si veda figura 12.1 di cui al seguito) si definiscono i “cedimenti e le distorsioni ammissibili” per una struttura ordinaria in c.a. sulla base di quanto indicato

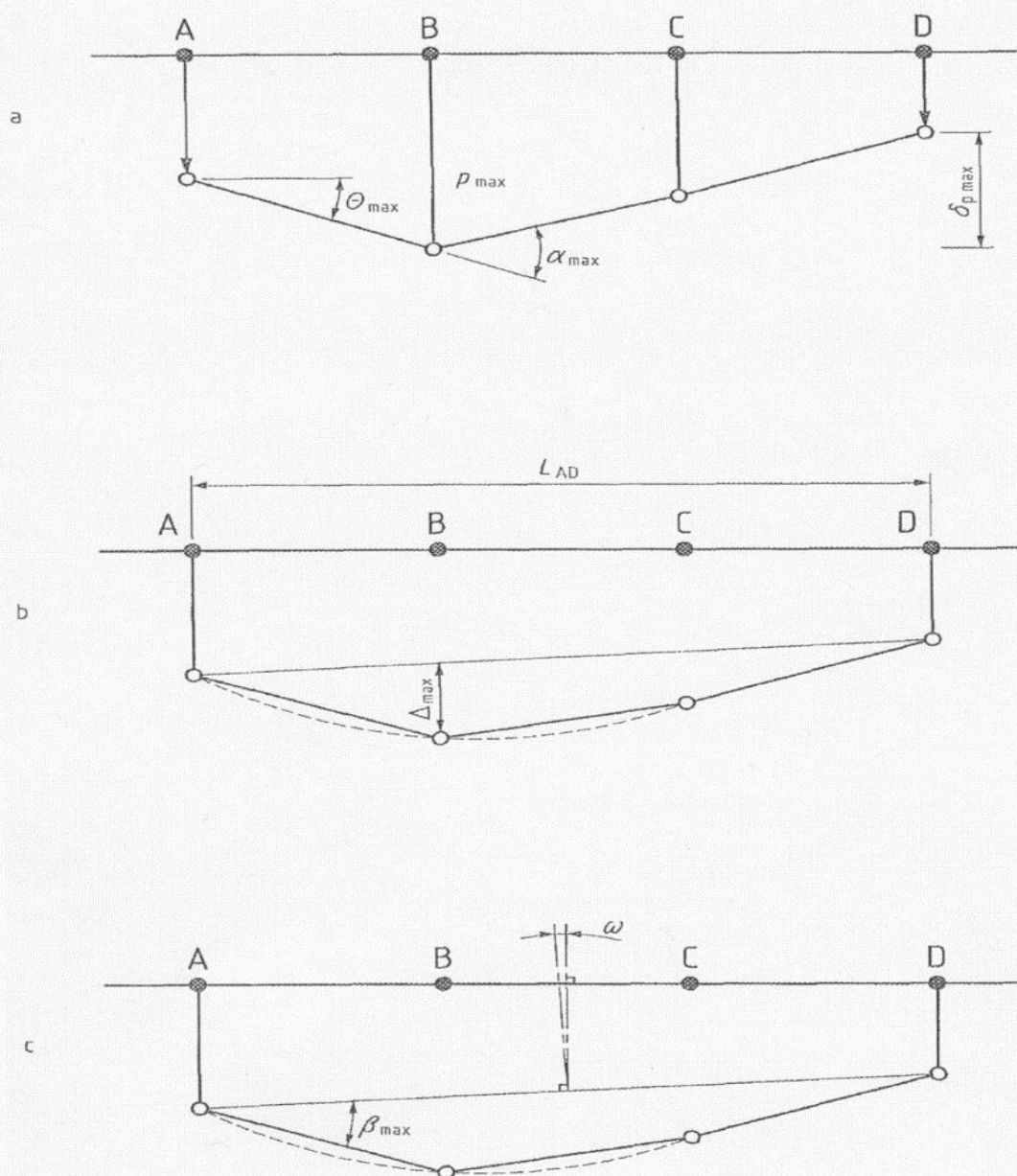
SLE:  $\beta_{\max} = 1/300 \div 1/2000$

SLU:  $\beta_{\max} = 1:150$

SLE:  $p_{\max} = 60 \text{ mm}$  (fondazioni isolate – cedimento assoluto)

SLE:  $\delta p_{\max} = 20 \text{ mm}$  (fondazioni isolate – strutture a telaio)

SLE:  $\delta p_{\max} = 10 \text{ mm}$  (strutture a telaio con tramezzi flessibili)



- a) definitions of settlement  $p$ , differential settlement  $\delta_p$ , rotation  $\theta$  and angular strain  $\alpha$
- b) definitions of relative deflection  $\Delta$  and deflection ratio  $\Delta/L$
- c) definitions of tilt  $\omega$  and relative rotation (angular distortion)  $\beta$

Figura – Da EN1997-1:2003



## 7. VERIFICA FONDAZIONI

---

### 7.1. PREMESSA

Si riportano qui di seguito le verifiche di portata del terreno per le situazioni dimensionanti in relazione alle sollecitazioni derivanti dalle analisi di modellazione effettuate per i due corpi di fabbrica.

Si riportano le combinazioni dimensionanti per le:

- Combinazioni Statiche SLU;
- Combinazioni Sismiche;
- Combinazioni SLE per calcolo cedimenti.

Sono state valutate tutte le possibili combinazioni per valutare gli effetti più gravosi per le fondazioni ( $N_{\min} - N_{\max} : M_{\min} - M_{\max}$ ) nelle due direzioni di progetto (X e Y).

In tutte le combinazioni sono state considerati gli effetti delle imperfezioni geometriche e degli effetti delle dilatazioni termiche.

Per le combinazioni sismiche allo SLV in generale applicando la formula 7.3.10 delle NTC e considerando le eccentricità accidentali delle masse per tutte le combinazioni di segno risulta un numero di combinazioni pari a 32.

Tale numero può essere dimezzato, accettando che per le verifiche dei pilastri e delle fondazioni si assumano le sollecitazioni ottenute sia con i loro segni che con i segni opposti. Inoltre se i vari contributi dovuti all'analisi dinamica, alle eccentricità accidentali ed ai momenti strutturali vengono sommati con il loro massimo valore assoluto, il numero di combinazioni si riduce a 2:

- Comb. 1 - Sisma X:  $100\%X + 30\%Y + 30\%Z + M_{tacc}$ ;
- Comb. 2 - Sisma Y:  $100\%Y + 30\%X + 30\%Z + M_{tacc}$ ;

In sede di progetto definitivo è accettabile ed a favore di sicurezza assumere questa ipotesi, da verificare in sede di progetto esecutivo.

Per ogni combinazione le sollecitazioni taglianti e flettenti sono considerate contemporanee.



## **7.2. SOLLECITAZIONI**

Ai paragrafi seguenti si riportano le sollecitazioni sugli elementi di fondazione utilizzati per il dimensionamento e verifica.

Le sollecitazioni indicate nelle tabelle relative alle combinazioni di verifica nascono dai valori delle reazioni vincolari, riportate nel fascicolo di calcolo, come output del software di calcolo generale e così identificate:

- Valori caratteristici per verifiche Statiche;
- Valori di progetto SLV per verifiche Sismiche;

combinare poi nelle due direzioni con i momenti di trasporto delle sollecitazioni orizzontali al piede delle colonne rispetto al piano di imposta delle fondazioni ed alle sollecitazioni verticali aggiuntive quali peso proprio dei plinti e peso proprio del terreno al disopra della fondazione.

### **7.2.1. PLINTO TIPO A**

Si riportano alle pagine seguenti le sollecitazioni per:

- Combinazioni non sismiche per fili X/06-Y04;
- Combinazioni non sismiche per fili X/05-Y04;
- Combinazioni non sismiche per fili X/01-Y04;
- Combinazioni SLE per fili X/06-Y04;
- Combinazioni SLE per fili X/05-Y04;
- Combinazioni SLE per fili X/01-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/06-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/05-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/01-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/06-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/05-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/01-Y04.







### **7.2.2. PLINTO TIPO B**

Si riportano alle pagine seguenti le sollecitazioni per:

- Combinazioni non sismiche per fili X/05-Y03;
- Combinazioni non sismiche per fili X/01-Y03;
- Combinazioni SLE per fili X/05-Y03;
- Combinazioni SLE per fili X/01-Y03;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/05-Y03;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/05-Y03;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/05-Y03;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/05-Y03.









### **7.2.3. PLINTO TIPO C**

Si riportano alle pagine seguenti le sollecitazioni per:

- Combinazioni non sismiche per fili X/11-Y04;
- Combinazioni SLE per fili X/11-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/11-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/11-Y01;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/11-Y04;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/11-Y01.







#### **7.2.4. PLINTO TIPO D**

Si riportano alle pagine seguenti le sollecitazioni per:

- Combinazioni non sismiche per fili X/11-Y02;
- Combinazioni SLE per fili X/11-Y02;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/11-Y02;
- Combinazioni sismiche Sisma X per fili X/11-Y03;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/11-Y02;
- Combinazioni sismiche Sisma Y per fili X/11-Y03.







### 7.3. TABELLA RIASSUNTIVA VERIFICHE PORTATA E CEDIMENTO

Nella tabella seguente si riportano i valori di pressione massimi e minimi, i corrispondenti valori limite di resistenza e i valori di cedimento per le combinazioni SLE (valore medio fra centro e spigolo dell'elemento) delle condizioni più gravose per la verifica:

ELEMENTO	FILO		COMB. SLU NON SISMICHE			COMB. SISMICHE			CEDIMENTO assoluto			
TIPOLOGIA	X	Y	PORTANZA			PORTANZA			$\delta_{max}$		$q_{es}$	$\delta_{med}$
			$q_{sdmin}$	$q_{sdmax}$	$q_{Rd}$	$q_{sdmin}$	$q_{sdmax}$	$q_{Rd}$	centro	spigolo		
			kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	mm	mm	kN/m <sup>2</sup>	mm
PLINTO TIPO A	01	04	174.80	274.58	608.95	191.20	214.01	461.39	24.90	6.40	132.20	15.65
PLINTO TIPO A	05	04	181.20	272.40	758.11	199.93	206.91	540.64	32.50	13.00		22.75
PLINTO TIPO A	06	04	181.20	272.40	758.11	199.93	206.91	540.64	36.40	16.70		26.55
PLINTO TIPO B	01	03	143.77	245.91	638.40	157.10	161.75	481.52	29.80	10.30	107.60	20.05
PLINTO TIPO B	05	03	132.72	226.70	685.10	154.80	162.00	483.35	32.22	12.20		22.21
PLINTO TIPO C	11	04	178.71	271.33	640.50	196.90	214.63	507.20	46.50	21.20	147.10	33.85
PLINTO TIPO C	11	01	178.71	271.33	640.50	130.60	149.80	507.20	46.50	21.20		33.85
PLINTO TIPO D	11	02	180.60	283.20	637.25	199.50	208.40	512.30	53.90	23.50	146.40	38.70
PLINTO TIPO D	11	03	180.60	283.20	637.25	200.30	208.40	505.80	53.90	23.50		38.70





## 7.4. VERIFICHE SEZIONALI

### 7.4.1. PLINTO 400x400

Si riportano le verifiche sezionali del plinto A nelle condizioni più sollecitate (X/06 – Y/04) in relazione alle combinazioni di progetto statiche e sismiche.

Geometria:

- $B = 400 \text{ cm}$ ;
- $L = 400 \text{ cm}$ ;
- $H = 70 \text{ cm}$

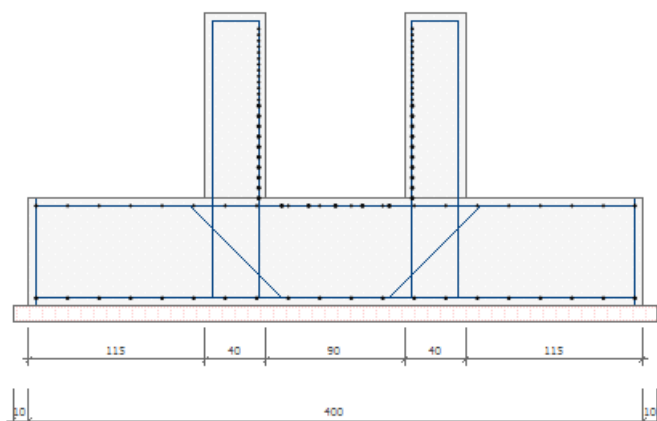
Azioni agenti su testa plinto in condizioni STATICHE:

- $N_{sd} = 2960.00 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdx} = 6.30 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdy} = 57.00 \text{ kN}$ ;
- $M_{sdx} = 424.00 \text{ kNm}$ ;
- $M_{sdy} = 42.00 \text{ kNm}$ ;

Azioni agenti su testa plinto in condizioni SISMICHE:

- $N_{sd} = 1950 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdx} = 143.00 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdy} = 102.00 \text{ kN}$ ;
- $M_{sdx} = 815.00 \text{ kNm}$ ;
- $M_{sdy} = 855.00 \text{ kNm}$ ;

Schema armatura plinto:



Armatura adottata nelle due direzioni:

$A_s = 20 \phi 16$  armatura inferiore a flessione;

$A'_s = 20 \phi 12$  = armatura superiore a flessione

$A_{sp} = 5 \phi 20$  = (armatura a taglio-punzonamento)



Sollecitazioni massime agenti nella sezione di attacco:

- $M_{sd} = 477.75 \text{ kNm}$ ;
- $V_{sd} = 792.65 \text{ kN}$ ;

#### Materiali

<b>CLS</b>			
$f_{ck}=N/mm^2$	30,00		
$R_{ck}=N/mm^2$	37,00		
$\gamma_c=$	1,50		
$\alpha$ (moltiplica $f_{cd}$ nel calcolo del Dominio)=	0,85		
$f_{cd}(=0,83 R_{ck}/\gamma_c)=f_{ck}/\gamma_c=N/mm^2$	20,00		
<b>Acciaio</b>			
$f_{yk}=N/mm^2$	450,00		
$\gamma_s=$	1,15		
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=N/mm^2$	391,30	$E_s=N/mm^2$	200.000,00

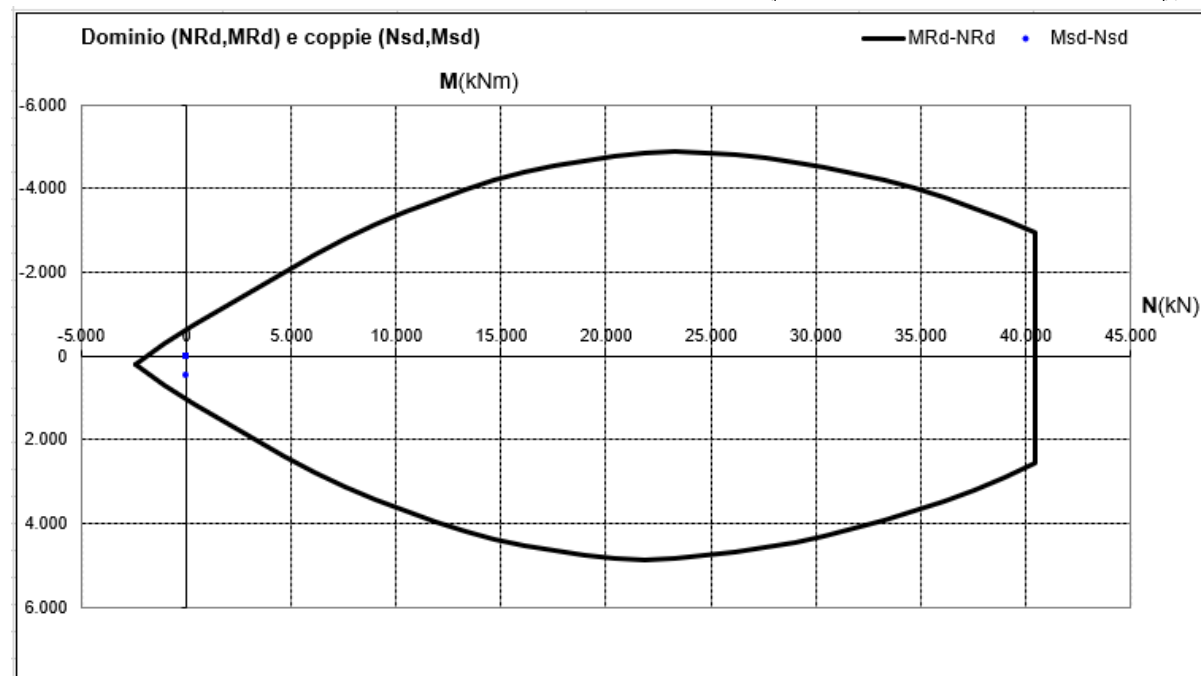
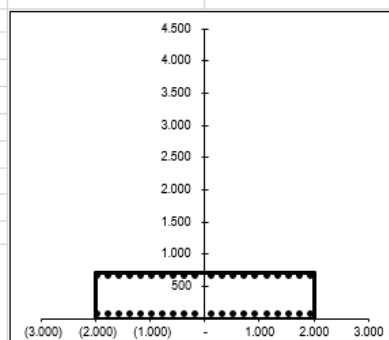
#### Geometria sez. e Barre di Armatura

$H=mm$	700,00	$A_c=mm^2$	2.800.000,00
$B=mm$	4.000,00		
N.o barre=	40		
$\Sigma A_s=mm^2$	6.283,20		
$\rho_s=\Sigma A_s/A_c=$	0,22%		

Inserimento Barre  
in automatico

Calcolo  
Dominio (NRd,MRd)

Rotazione di 90°  
della sezione





#### SLU: Verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Coeff.Sic.	Eps.CLS	Eps.Fe Duttibilità
X - Comb. A	590,75	20 Ø 12	20 Ø 16	1,71	3,50	56,23 0,06
X - Comb. B	561,55	20 Ø 12	20 Ø 16	1,80	3,50	56,23 0,06

#### SLU: Verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Coeff.Sic.	Eps.CLS	Eps.Fe Duttibilità
Y - Comb. A	568,91	20 Ø 12	20 Ø 16	1,78	3,50	56,23 0,06
Y - Comb. B	654,14	20 Ø 12	20 Ø 16	1,55	3,50	56,23 0,06

#### SLE Rara:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm²]	Sigma Fe teso [N/mm²]	Sigma Fe comp. N/mm²
X- Comb. A	477,75	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,37	17,35	-17,67
X- Comb. B	452,74	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,30	16,44	-16,74

#### SLE Rara:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm²]	Sigma Fe teso [N/mm²]	Sigma Fe comp. N/mm²
Y - Comb. A	460,00	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,32	16,70	-17,01
Y - Comb. B	528,00	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,52	19,17	-19,53

#### SLE Quasi Permanente:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm²]	Sigma Fe teso [N/mm²]	Sigma Fe comp. N/mm²
X- Comb. A	477,75	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,37	17,35	-17,67
X- Comb. B	452,74	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,30	16,44	-16,74

#### SLE Quasi Permanente:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm²]	Sigma Fe teso [N/mm²]	Sigma Fe comp. N/mm²
Y - Comb. A	460,00	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,32	16,70	-17,01
Y - Comb. B	528,00	20 Ø 12	20 Ø 16	-1,52	19,17	-19,53

#### Verifica SLU punzonamento

Direzione	N [kN]	Fres Fe [kN]	A punz. [cm²]	Fres CLS [kN]	Coeff.sic.
A	1.950,00	3.176,49	62,83	1.437,97	1,63
B	2.960,00	3.176,49	62,83	1.437,97	1,07



#### 7.4.2. PLINTO 450x450

Si riportano le verifiche sezionali del plinto B nelle condizioni più sollecitate (X/01 – Y/03) in relazione alle combinazioni di progetto statiche e sismiche.

Geometria:

- $B = 450 \text{ cm}$ ;
- $L = 450 \text{ cm}$ ;
- $H = 70 \text{ cm}$

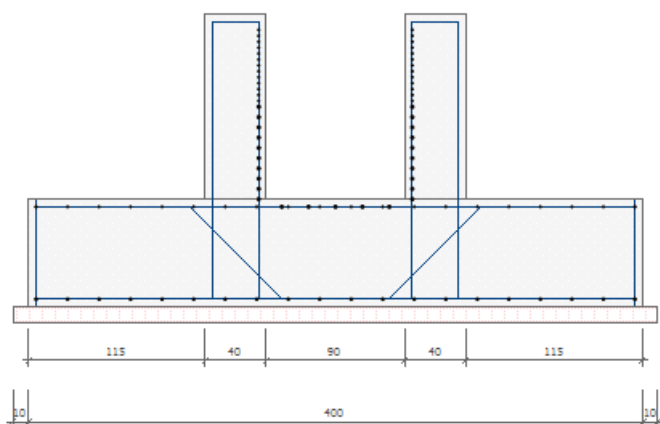
Azioni agenti su testa plinto in condizioni STATICHE:

- $N_{sd} = 2715.00 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdx} = 191.00 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdy} = 33.00 \text{ kN}$ ;
- $M_{sdx} = 420.00 \text{ kNm}$ ;
- $M_{sdy} = 1003.00 \text{ kNm}$ ;

Azioni agenti su testa plinto in condizioni SISMICHE:

- $N_{sd} = 1799 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdx} = 140.00 \text{ kN}$ ;
- $V_{sdy} = 78.00 \text{ kN}$ ;
- $M_{sdx} = 485.00 \text{ kNm}$ ;
- $M_{sdy} = 1086.00 \text{ kNm}$ ;

Schema armatura plinto:



Armatura adottata nelle due direzioni:

$A_s = 21 \phi 16$  armatura inferiore a flessione;

$A'_s = 21 \phi 12$  = armatura superiore a flessione

$A_{sp} = 5 \phi 20$  = (armatura a taglio-punzonamento)

Sollecitazioni massime agenti nella sezione di attacco:

- $M_{sd} = 650.00 \text{ kNm}$ ;
- $V_{sd} = 943.00 \text{ kN}$ ;

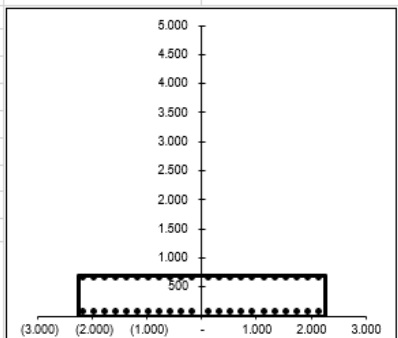
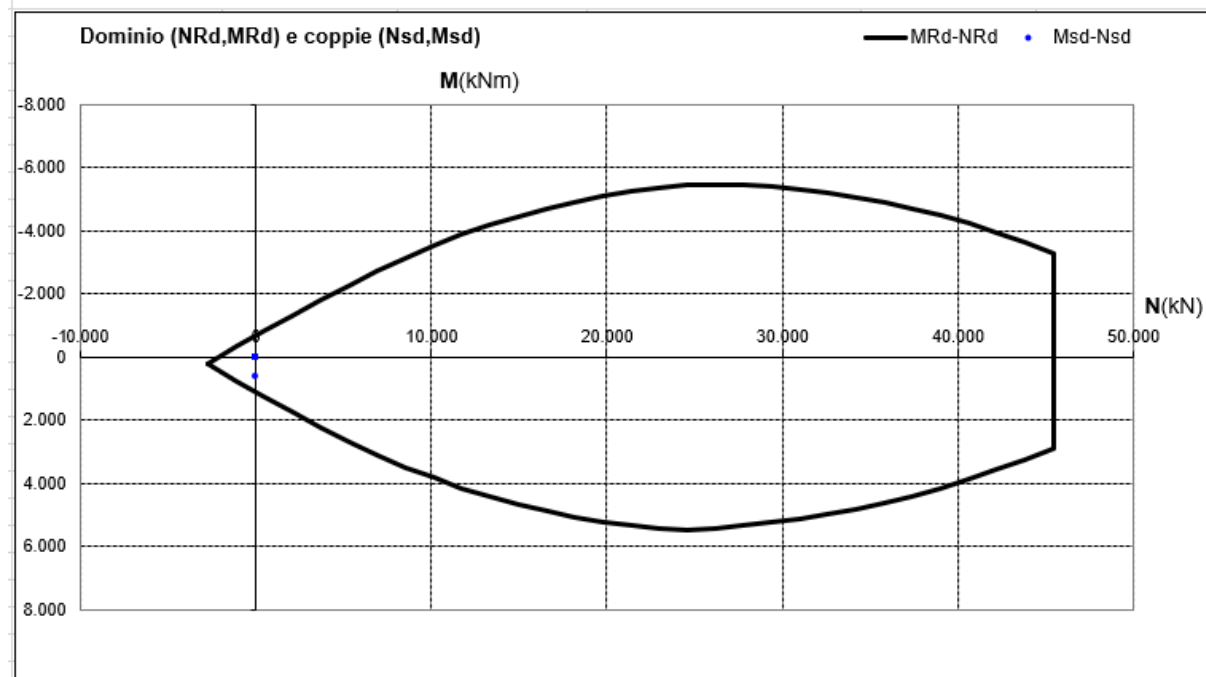


Materiali			
<b>CLS</b>			
$f_{ck}=N/mm^2$	30,00		
$R_{ck}=N/mm^2$	37,00		
$\gamma_c$	1,50		
$\alpha$ (moltiplica $f_{cd}$ nel calcolo del Dominio)=	0,85		
$f_{cd}=(0,83 R_{ck}/\gamma_c)=f_{ck}/\gamma_c=N/mm^2$	20,00		
<b>Acciaio</b>			
$f_{yk}=N/mm^2$	450,00		
$\gamma_s$	1,15		
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=N/mm^2$	391,30	$E_s=N/mm^2$	200.000,00
<b>Geometria sez. e Barre di Armatura</b>			
H=mm	700,00	$A_c=mm^2$	3.150.000,00
B=mm	4.500,00		
N.o barre=	44		
$\Sigma A_s=mm^2$	6.911,52		
$\rho_s=\Sigma A_s/A_c$	0,22%		

Inserimento Barre  
in automatico

Calcolo  
Dominio (NRd,MRd)

Rotazione di 90°  
della sezione



#### SLU: Verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Coeff.Sic.	Eps.CLS	Eps.Fe Duttilità
X - Comb. A	710,00	21 Ø 12	21 Ø 16	1,51	3,50	58,09 0,06
X - Comb. B	620,68	21 Ø 12	21 Ø 16	1,72	3,50	58,09 0,06

#### SLU: Verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Coeff.Sic.	Eps.CLS	Eps.Fe Duttilità
Y - Comb. A	781,55	21 Ø 12	21 Ø 16	1,37	3,50	58,09 0,06
Y - Comb. B	625,67	21 Ø 12	21 Ø 16	1,71	3,50	58,09 0,06

#### SLE Rara:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe teso [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe comp. N/mm <sup>2</sup>
X- Comb. A	589,57	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,51	19,13	-19,46
X- Comb. B	516,66	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,32	16,76	-17,05

#### SLE Rara:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe teso [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe comp. N/mm <sup>2</sup>
Y - Comb. A	649,38	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,66	21,07	-21,43
Y - Comb. B	520,83	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,34	16,90	-17,19

#### SLE Quasi Permanente:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe teso [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe comp. N/mm <sup>2</sup>
X- Comb. A	589,57	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,51	19,13	-19,46
X- Comb. B	516,66	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,32	16,76	-17,05

#### SLE Quasi Permanente:verifica a flessione

Direzione	Momento [kN m]	Ferri sup.	Ferri inf.	Sigma CLS [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe teso [N/mm <sup>2</sup> ]	Sigma Fe comp. N/mm <sup>2</sup>
Y - Comb. A	649,38	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,66	21,07	-21,43
Y - Comb. B	520,83	21 Ø 12	21 Ø 16	-1,34	16,90	-17,19

#### Verifica SLU punzonamento

Direzione	N [kN]	Fres Fe [kN]	A punz. [cm <sup>2</sup> ]	Fres CLS [kN]	Coeff.sic.
A	2.936,00	3.284,61	62,83	1.546,09	1,12
B	1.619,00	3.284,61	62,83	1.546,09	2,03



## 8. VERIFICA FONDAZIONI STRUTTURE ACCESSORIE

### 8.1. PLATEA SCALA METALLICA

Si riportano le verifiche di portata del terreno e strutturali della platea della scala metallica interna considerando le azioni massime alla base delle colonne metalliche e le azioni derivanti (permanenti e variabili) dalla sovrastruttura.

Risulta quindi:

#### Geometria

B (se sez. Q-R-N; 0 se sez. C) = m	3,40
L (se sez. Q-R; convenz. 'illimitata' se sez. N; 0 se sez. C) = m	10,05
R (raggio se sez. C; 0 se sez. Q-R-N) = m	
D = profondità piano di appoggio fondazione = m	0,40
H = altezza fondazione = m	0,30
$\alpha_f$ = inclinazione della base della fondazione = °	-
$\alpha_p$ = inclinazione del piano di campagna = °	-

#### Coefficienti parziali Azioni, Materiali, Resistenze

			Azioni (A1,A2)				Materiale terreno (M1,M2)			Resist. (R1,R2,R3)		
			perm.	perm.	var.	var.	$\gamma_e$	$\gamma_s$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_i$	Capacità port. $\gamma_R$	Scor. $\gamma_R$
			$\gamma_{Gmax}$ (se Sfav.)	$\gamma_{Gmin}$ (se Fav.)	$\gamma_{Qmax}$ (se Sfav.)	$\gamma_{Qmin}$ (se Fav.)						
Approccio 1	Comb. NON SISMICHE	Comb. 1 SLU-STR: A1+M1+R1	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. 2 SLU-GEO: A2+M2+R2	1,00	1,00	1,30	-	1,25	1,25	1,40	1,00	1,80	1,10
	Comb. SISMICHE	Comb. 1 SLU-STR: A1(=1) + M1+R1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. 2 SLU-GEO: A2(=1) + M2+R2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00	1,80	1,10
Approccio 2	Comb. NON SISMICHE	Comb. SLU-STR: A1+M1+R1	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. SLU-GEO: A1+M1+R3	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
	Comb. SISMICHE	Comb. SLU-STR: A1(=1) + M1+R1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. SLU-GEO: A1(=1) + M1+R3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10

#### Coefficienti parziali Azioni, Materiali, Resistenze associati all'approccio scelto

			perm.	perm.	var.	var.	$\gamma_e$	$\gamma_s$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_i$	Capacità port. $\gamma_R$	Scor. $\gamma_R$
			$\gamma_{Gmax}$ (se Sfav.)	$\gamma_{Gmin}$ (se Fav.)	$\gamma_{Qmax}$ (se Sfav.)	$\gamma_{Qmin}$ (se Fav.)						
Approccio 1 oppure 2?			1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Approccio scelto:			2									

Azioni Non sismiche sul piano di posa: sollecitazioni dai carichi caratteristici  
[se sez. N (Nastriforme) le sollecitazioni vanno riferite a 1 metro di lunghezza]

		perm. G <sub>k</sub>	var. Q <sub>k</sub>
N = kN		713,00	298,47
M'_B (M <sub>B</sub> se sez. Q-R-N; M se sez. C) = kNm		4,50	15,20
T'_B (T <sub>B</sub> se sez. Q-R-N; T se sez. C) = kN			
M'_L (M <sub>L</sub> se sez. Q-R; 0 se sez. N; 0 se sez. C) = kNm		21,20	12,01
T'_L (T <sub>L</sub> se sez. Q-R; 0 se sez. N; 0 se sez. C) = kN			

Verifiche di Portanza Positive:



	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	C. I)	C. II)	C. III)	C. IV)	C. V)	C. VI)	C. VII)	C. VIII)
$q_{sd}$ = carico unitario sollecitante di progetto = [sez. Q-R-N-C: $N_d / B \cdot L' ] = \text{kN/mq}$		41,00	27,39	34,68	21,07	21,65	34,23	27,84	40,43
$\gamma_R$ (per la capacità portante) =		2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
$q_{Rd}$ = carico limite unitario resistente di progetto = $q_{lim} / \gamma_R = \text{kN/mq}$		138,45	139,27	138,30	139,27	137,33	139,35	137,96	139,46
$q_{sd} \leq q_{Rd} ?$		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

- $q_{sdmax} = 41.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- $q_{rdmax} = 138.45 \text{ kN/m}^2$ ;

Le sollecitazioni agenti ed i corrispondenti domini di resistenza risultano:

- *Campata direzione X*
- $M_{sdB^+} = 123.60 \text{ kNm}$ ;
- $A_s = 5 \phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2$ ;
- $A_s' = 5 \phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2$ ;

Materiali			
<b>CLS</b>			
$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	30,00		
$R_{ck} = \text{N/mm}^2$	37,00		
$\gamma_c =$	1,50		
$\alpha$ (moltiplica $f_{cd}$ nel calcolo del Dominio) =	0,85		
$f_{cd} (= 0,83 R_{ck} / \gamma_c) = f_{ck} / \gamma_c = \text{N/mm}^2$	20,00		
<b>Acciaio</b>			
$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	430,00		
$\gamma_s =$	1,15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \text{N/mm}^2$	373,91	$E_s = \text{N/mm}^2$	200.000,00
<b>Geometria sez. e Barre di Armatura</b>			
$H = \text{mm}$	300,00	$A_c = \text{mm}^2$	300.000,00
$B = \text{mm}$	1.000,00		
N.o barre =	10		
$\Sigma A_s = \text{mm}^2$	3.141,60		
$\rho_s = \Sigma A_s / A_c =$	1,05%		

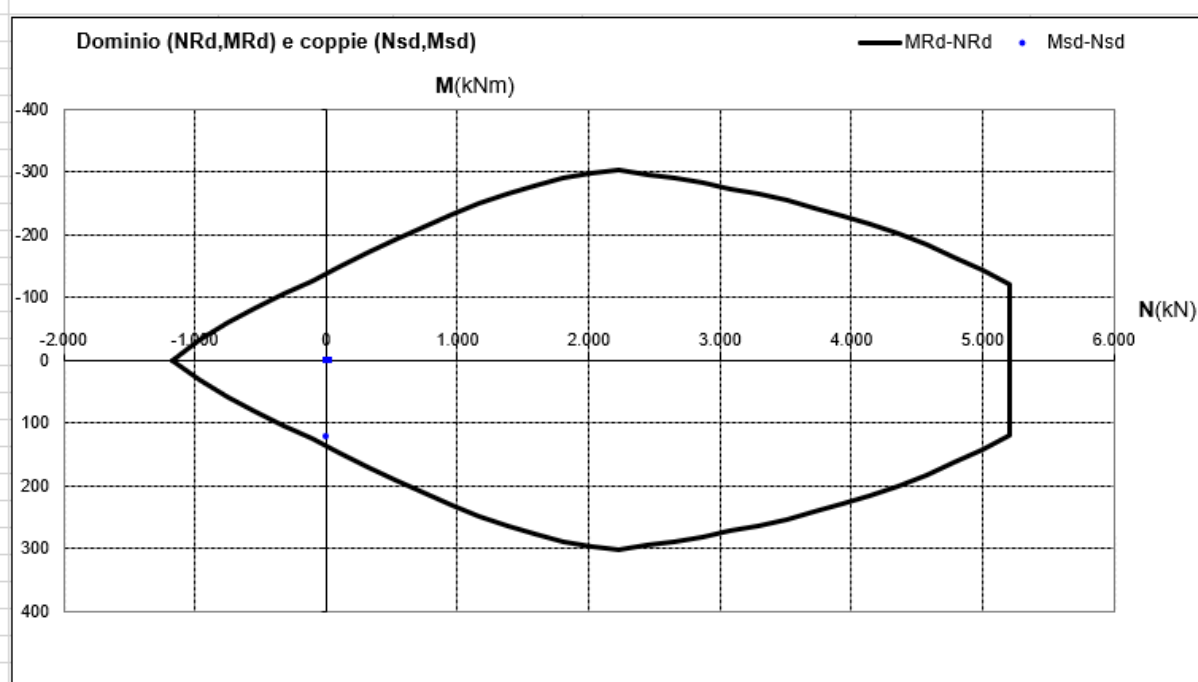
Inserimento Barre in automatico

Calcolo Dominio (NRd, MRd)

Rotazione di 90° della sezione

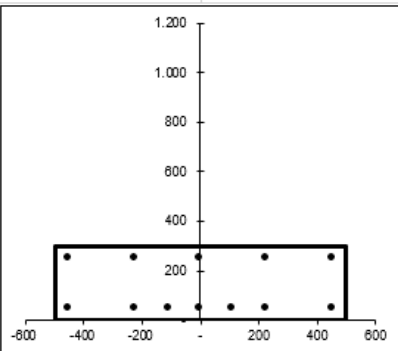
Tabella Barre	$A_s (\text{mm}^2)$	$X (\text{mm})$	$Y (\text{mm})$
1	314,16	-450,00	50,00
2	314,16	-225,00	50,00
3	314,16	-	50,00
4	314,16	225,00	50,00
5	314,16	450,00	50,00
6	314,16	-450,00	250,00
7	314,16	-225,00	250,00
8	314,16	-	250,00
9	314,16	225,00	250,00
10	314,16	450,00	250,00

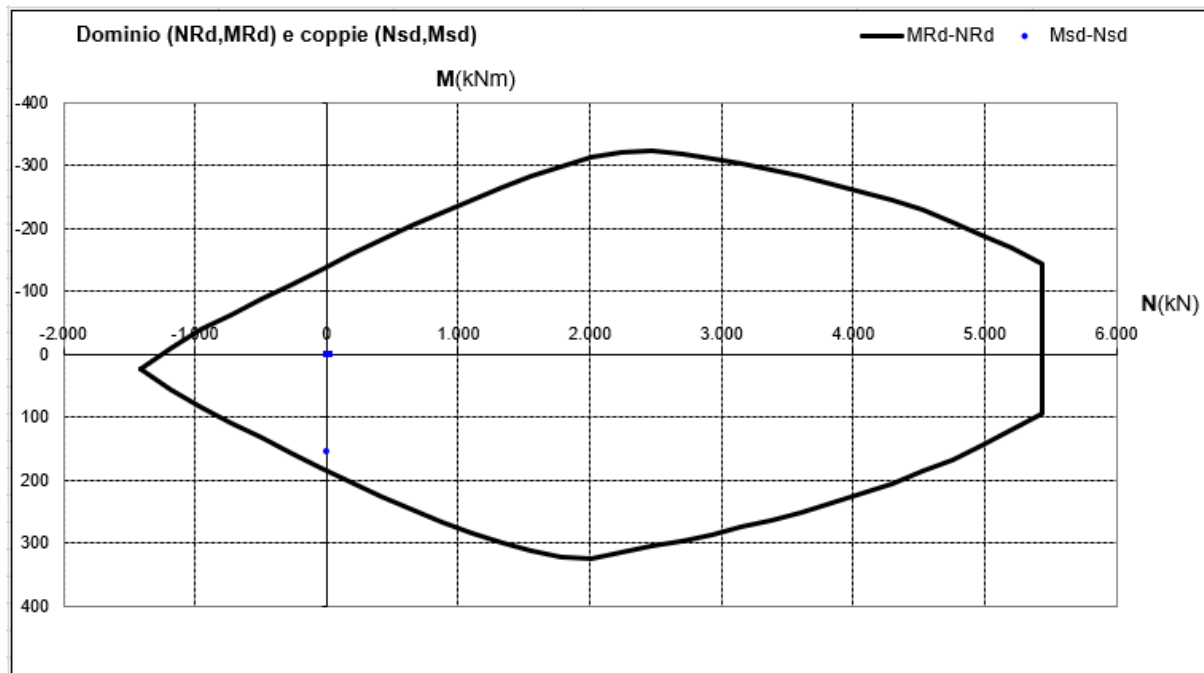




- Appoggio direzione X
- $M_{sdB} = -154.90 \text{ kNm}$ ;
- $A_s = 7 \phi 20 = 21.99 \text{ cm}^2$ ;
- $A_s' = 5 \phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2$ ;

Geometria sez. e Barre di Armatura			
H=mm	300,00	Ac=mmq	300.000,00
B=mm	1.000,00		
N.o barre=	12		
$\Sigma A_s$ =mmq	3.769,92		
$\rho_s = \Sigma A_s / A_c$	1,26%		
<div> <div>Inserimento Barre in automatico</div> <div>Calcolo Dominio (NRd,MRd)</div> <div>Rotazione di 90° della sezione</div> </div>			
Tabella Barre	$A_s$ (mmq)	X(mm)	Y(mm)
1	314,16	- 450,00	50,00
2	314,16	- 225,00	50,00
3	314,16	-	50,00
4	314,16	225,00	50,00
5	314,16	450,00	50,00
6	314,16	- 450,00	250,00
7	314,16	- 225,00	250,00
8	314,16	-	250,00
9	314,16	225,00	250,00
10	314,16	450,00	250,00
11	314,16	110,00	50,00
12	314,16	- 110,00	50,00





- *Campata direzione Y*
- $M_{sdL^+} = 53.50 \text{ kNm}$ ;
- $A_s = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;
- $A_{s'} = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;

Geometria sez. e Barre di Armatura			
H=mm	300,00	Ac=mmq	300.000,00
B=mm	1.000,00		
N.o barre=	10		
$\Sigma A_s$ =mmq	1.131,00		
$\rho_s = \Sigma A_s / A_c$	0,38%		

Inserimento Barre  
in automatico

Calcolo  
Dominio (NRd,MRd)

Rotazione di 90°  
della sezione

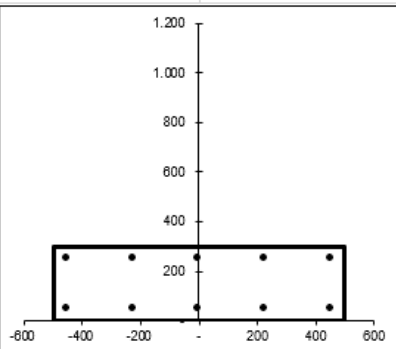
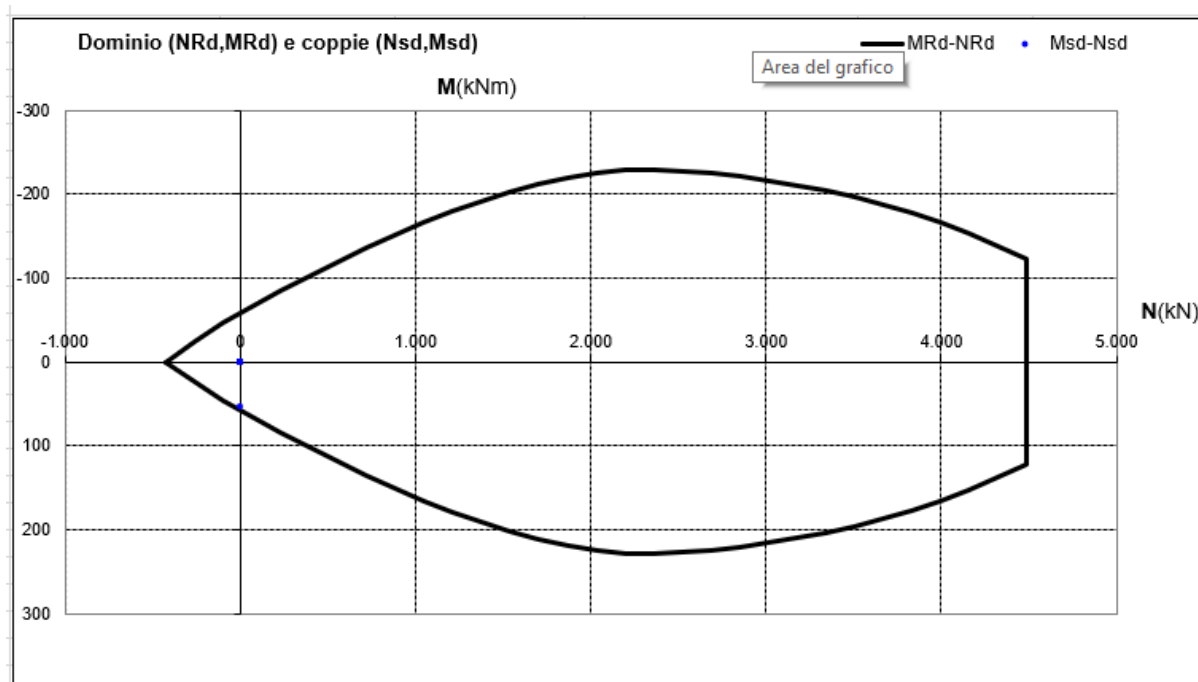


Tabella Barre	As(mm²)	X(mm)	Y(mm)
1	113,10	- 450,00	50,00
2	113,10	- 225,00	50,00
3	113,10	-	50,00
4	113,10	225,00	50,00
5	113,10	450,00	50,00
6	113,10	- 450,00	250,00
7	113,10	- 225,00	250,00
8	113,10	-	250,00
9	113,10	225,00	250,00
10	113,10	450,00	250,00

Le verifiche sono risultate positive.



Le verifiche sono risultate positive.



## 8.2. PLATEE SCALETTE METALLICHE

Si riportano le verifiche di portata del terreno e strutturali della platea della scaletta metallica esterna tipo A metallica considerando le azioni massime alla base dei cosciali metallici oltre al peso proprio della platea.

Risulta quindi:

Sez. fondazione (impronta in pianta):		<input type="radio"/> Q Quadrata (L=B) <input checked="" type="radio"/> R Rettangolare <input type="radio"/> N Nastriforme <input type="radio"/> C Circolare	
Sezione fondazione scelta (impronta scelta):		R	

Geometria

B (se sez. Q-R-N; 0 se sez. C) = m	2,00
L (se sez. Q-R; convenz. 'illimitata' se sez. N; 0 se sez. C) = m	4,00
R (raggio se sez. C; 0 se sez. Q-R-N) = m	
D = profondità piano di appoggio fondazione = m	0,30
H = altezza fondazione = m	0,30
alpha_f = inclinazione della base della fondazione = °	-
alpha_p = inclinazione del piano di campagna = °	-

		Coefficienti parziali Azioni, Materiali, Resistenze									
		Azioni (A1,A2)				Materiale terreno (M1,M2)				Resist. (R1,R2,R3)	
		perm. gamma_max (se Sfav.)	perm. gamma_min (se Fav.)	var. gamma_max (se Sfav.)	var. gamma_min (se Fav.)	gamma'	gamma_c'	gamma_cu	gamma_f	Capacità port. gamma_R	Scor. gamma_R
Approccio 1	Comb. NON SISMICHE	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Comb. 2 SLU-GEO: A2+M2+R2	1,00	1,00	1,30	-	1,25	1,25	1,40	1,00	1,80	1,10
	Comb. SISMICHE	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Comb. 2 SLU-GEO: A2(=1) + M2+R2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00	1,80	1,10
Approccio 2	Comb. NON SISMICHE	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Comb. SLU-GEO: A1+M1+R3	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
	Comb. SISMICHE	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Comb. SLU-STR: A1(=1) + M1+R3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10

		Coefficienti parziali Azioni, Materiali, Resistenze associati all'approccio scelto									
		perm. gamma_max (se Sfav.)	perm. gamma_min (se Fav.)	var. gamma_max (se Sfav.)	var. gamma_min (se Fav.)	gamma'	gamma_c'	gamma_cu	gamma_f	Capacità port. gamma_R	Scor. gamma_R
Approccio 1 oppure 2?	<input type="radio"/> 1 <input checked="" type="radio"/> 2	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Approccio scelto:		2									

Azioni Non sismiche sul piano di posa: sollecitazioni dai carichi caratteristici (se sez. N (Nastriforme) le sollecitazioni vanno riferite a 1 metro di lunghezza)		perm. G_k	var. Q_k
N = kN		72,20	25,00
M'_B (M_B se sez. Q-R-N; M se sez. C) = kNm			
T'_B (T_B se sez. Q-R-N; T se sez. C) = kN			
M'_L (M_L se sez. Q-R; 0 se sez. N; 0 se sez. C) = kNm		0,50	1,40
T'_L (T_L se sez. Q-R; 0 se sez. N; 0 se sez. C) = kN			



## Verifiche di Portanza Positive:

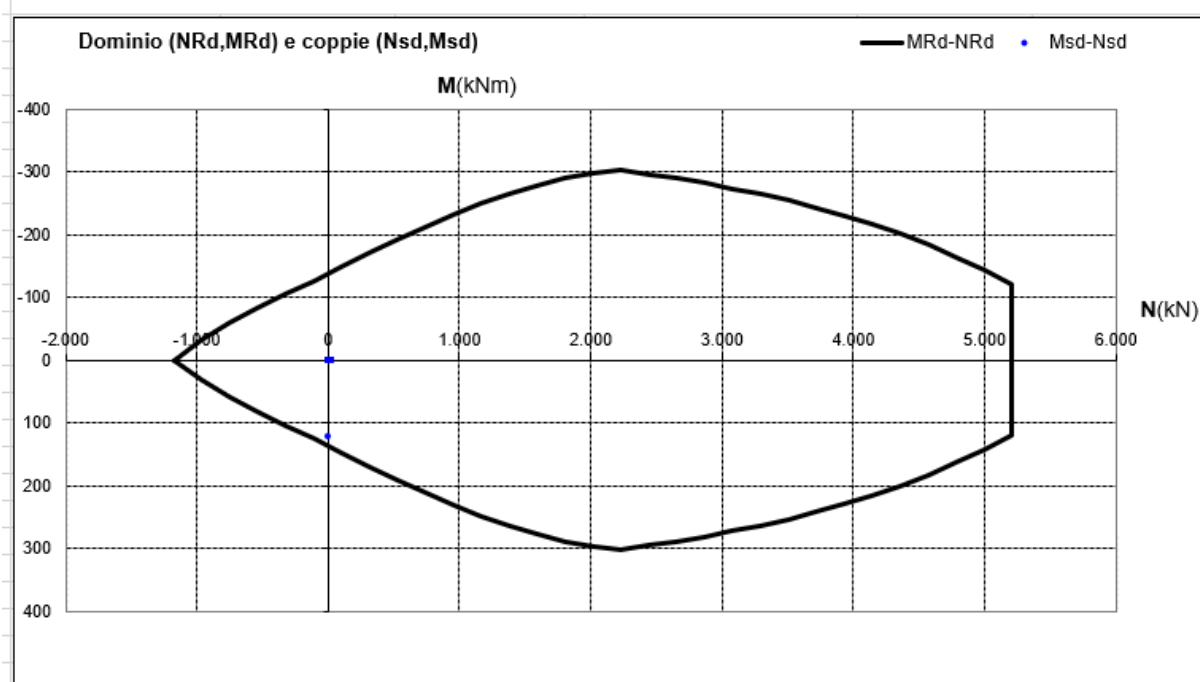
	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	C. I)	C. II)	C. III)	C. IV)	C. V)	C. VI)	C. VII)	C. VIII)
$q_{sd}$ = carico unitario sollecitante di progetto = [sez. Q-R-N-C: $N_d / B'L' ] = \text{kN/mq}$		16,59	11,77	13,88	9,06	9,20	13,75	11,90	16,45
$\gamma_R$ (per la capacità portante) =		2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
$q_{Rd}$ = carico limite unitario resistente di progetto = $q_{lim} / \gamma_R = \text{kN/mq}$		90,21	90,25	90,20	90,25	90,16	90,25	90,19	90,26
$q_{sd} \leq q_{Rd} ?$		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

- $q_{sdmax} = 16.45 \text{ kN/m}^2$ ;
- $q_{rdmax} = 90.30 \text{ kN/m}^2$ ;

Le sollecitazioni agenti ed i corrispondenti domini di resistenza risultano:

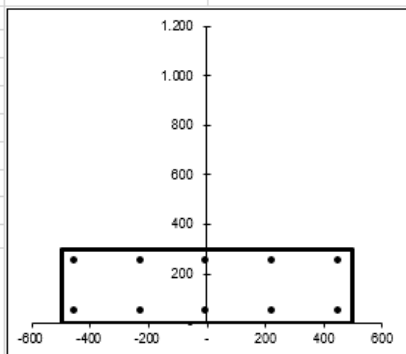
- *Campata direzione X*
- $M_{sdB^+} = 48.21 \text{ kNm}$ ;
- $A_s = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;
- $A_s' = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;

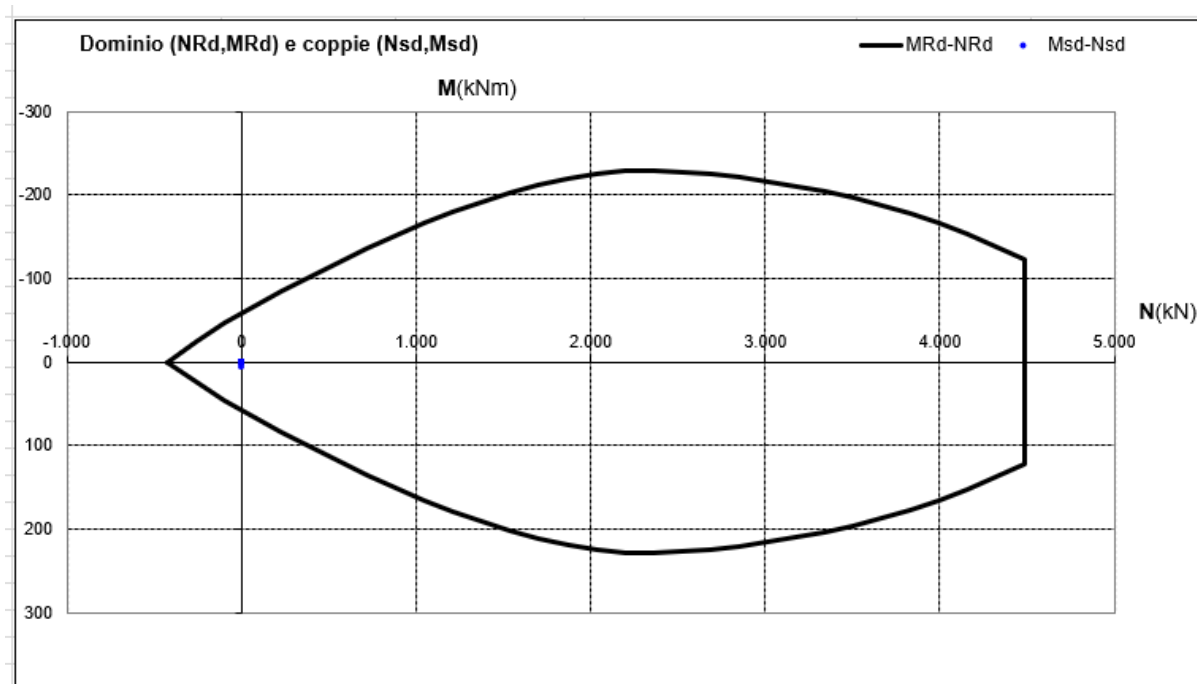
Materiali					
<b>CLS</b>					
$f_{ck} = \text{N/mm}^2$	30,00				
$R_{ck} = \text{N/mm}^2$	37,00				
$\gamma_c =$	1,50				
$\alpha$ (moltiplica $f_{cd}$ nel calcolo del Dominio) =	0,85				
$f_{cd} (= 0,83 R_{ck} / \gamma_c) = f_{ck} / \gamma_c = \text{N/mm}^2$	20,00				
<b>Acciaio</b>					
$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	430,00				
$\gamma_s =$	1,15				
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \text{N/mm}^2$	373,91		$E_s = \text{N/mm}^2$	200.000,00	
<b>Geometria sez. e Barre di Armatura</b>					
$H = \text{mm}$	300,00	$A_c = \text{mm}^2$	300.000,00		
$B = \text{mm}$	1.000,00				
N.o barre =	10				
$\Sigma A_s = \text{mm}^2$	1.131,00				
$\rho_s = \Sigma A_s / A_c =$	0,38%				
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; background-color: #f0f0f0;">Inserimento Barre in automatico</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; background-color: #f0f0f0;">Calcolo Dominio (NRd, MRd)</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; background-color: #f0f0f0;">Rotazione di 90° della sezione</div> </div>					
<b>Tabella Barre</b>	<b>As (mm²)</b>	<b>X (mm)</b>	<b>Y (mm)</b>		
1	113,10	- 450,00	50,00		
2	113,10	- 225,00	50,00		
3	113,10	-	50,00		
4	113,10	225,00	50,00		
5	113,10	450,00	50,00		
6	113,10	- 450,00	250,00		
7	113,10	- 225,00	250,00		
8	113,10	-	250,00		
9	113,10	225,00	250,00		
10	113,10	450,00	250,00		



- *Campata direzione Y*
- $M_{sdL^+} = 7.50 \text{ kNm}$ ;
- $A_s = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;
- $A_{s'} = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;

Geometria sez. e Barre di Armatura			
H=mm	300,00	Ac=mmq	300.000,00
B=mm	1.000,00		
N.o barre=	10		
$\Sigma A_s$ =mmq	1.131,00		
$\rho_s = \Sigma A_s / A_c =$	0,38%		
<div> <div>Inserimento Barre in automatico</div> <div>Calcolo Dominio (NRd,MRd)</div> <div>Rotazione di 90° della sezione</div> </div>			
Tabella Barre	As(mm <sup>2</sup> )	X(mm)	Y(mm)
1	113,10	- 450,00	50,00
2	113,10	- 225,00	50,00
3	113,10	-	50,00
4	113,10	225,00	50,00
5	113,10	450,00	50,00
6	113,10	- 450,00	250,00
7	113,10	- 225,00	250,00
8	113,10	-	250,00
9	113,10	225,00	250,00
10	113,10	450,00	250,00



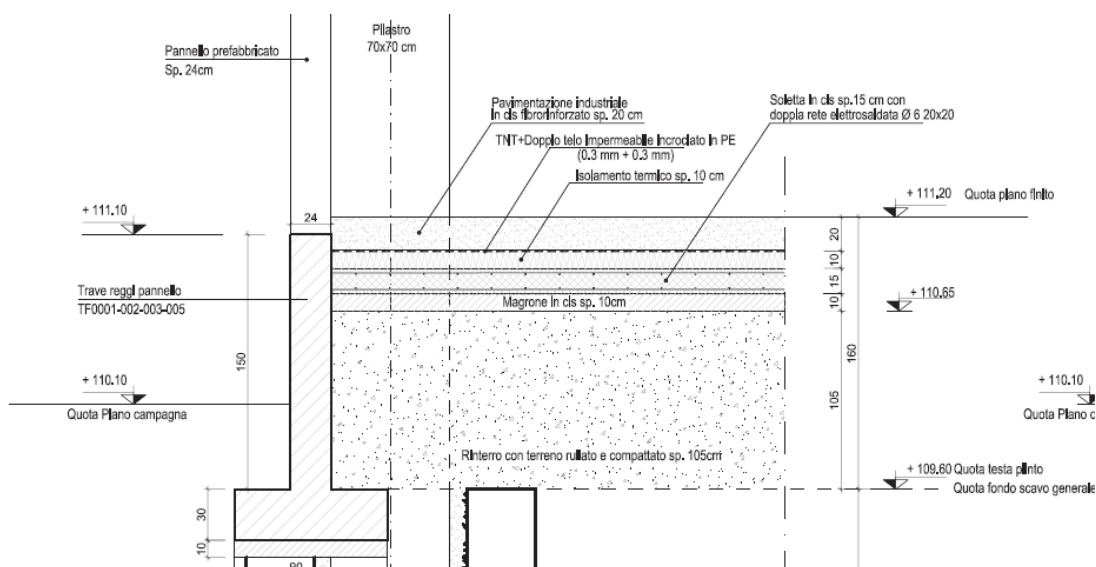


Le verifiche sono risultate positive.



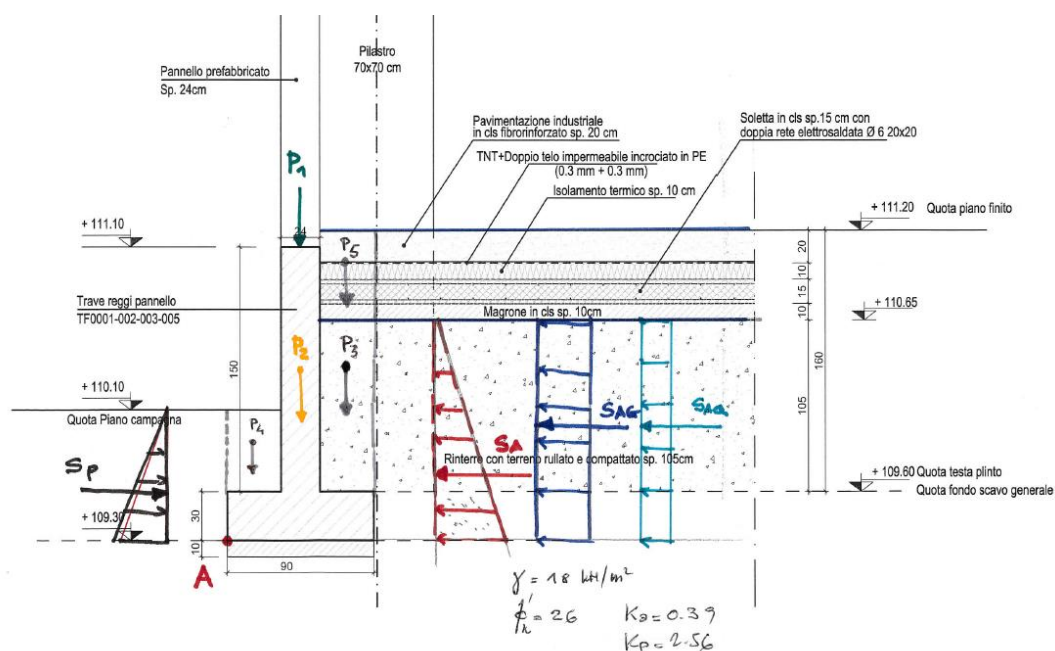
### 8.3. TRAVI REGGI-PANNELLI

Le travi reggi-pannello si sviluppano lungo tutto il perimetro del fabbricato con sezione a T rovescia come da schema seguente:



La funzione delle travi oltre ad essere fondazione per i pannelli prefabbricati verticali è quella di sostenere le spinte derivanti dal rinterro, dagli strati superiori (magrone, soletta in c.a.) e dalla pavimentazione dei depositi che è posta ad una quota di +110 cm rispetto al piano campagna.

La verifica dimensionante risulta quella a ribaltamento:







### Calcolo Momento Ribaltante:

$S_A = 1/2 K_a \gamma h_a^2 = 1/2 \times 0.39 \times 18 \times 1.05^2 = 3.87 \text{ kN}$ ; (spinta attiva terreno) con  $b = 0.35 \text{ m}$

$S_{aG} = K_a G_k h_a = 0.39 \times 11.25 \times 1.05 = 4.60 \text{ kN}$ ; = (spinta attiva permanenti) con  $b = 0.505 \text{ m}$

$S_{aQ} = K_a Q_k h_a = 0.39 \times 6.00 \times 1.05 = 2.46 \text{ kN}$ ; = (spinta attiva variabili) con  $b = 0.505 \text{ m}$

**$M_{rib} = S_a \times b \times \gamma_{G1(equ)} + S_{aG} \times b \times \gamma_{G2(equ)} + S_{aQ} \times b \times \gamma_{Q1(equ)} = 6.84 \text{ kNm}$**

con:

$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^2$ ;

$K_a = 0.39$  coefficiente spinta attiva;

$G_k = 11.25 \text{ kN/m}^2$  = peso magrone + soletta c.a. + pavimentazione;

$Q_k = 6.00 \text{ kN/m}^2$  = sovraccarico distribuito;

$\gamma_{G1(equ)} = 1.10$ ;

$\gamma_{G2(equ)} = 1.50$ ;

$\gamma_{Q1(equ)} = 1.50$ ;

### Calcolo Momento Stabilizzante:

$P_1 = \text{peso pannelli} = G_p \times L \times H/2 = 3.20 \times 1.00 \times 13.6/2 = 21.76 \text{ kN}$  con  $b = 0.45 \text{ m}$ ;

$P_2 = \text{peso trave} = 0.3 \times 0.90 \times 25.00 + 0.5 \times 0.24 \times 25.00 = 15.76 \text{ kN}$  con  $b = 0.45 \text{ m}$ ;

$P_3 = \text{peso terreno monte} = 1.05 \times 0.33 \times 18.00 = 6.237 \text{ kN}$  con  $b = 0.735 \text{ m}$ ;

$P_4 = \text{peso terreno valle} = 0.50 \times 0.33 \times 18.00 = 2.97 \text{ kN}$  con  $b = 0.165 \text{ m}$ ;

$P_5 = \text{peso sovrastruttura} = 0.33 \times 11.25 = 3.71 \text{ kN}$  con  $b = 0.735 \text{ m}$ ;

$S_P = 1/2 K_p \gamma h_p^2 = 1/2 \times 2.56 \times 18 \times 0.80^2 = 14.75 \text{ kN}$ ; (spinta passiva terreno) con  $b = 0.27 \text{ m}$

**$M_{stab} = [(P_1 \times b \times \gamma_{G1(equ)}) + (P_2 \times b \times \gamma_{G1(equ)}) + (P_3 \times b \times \gamma_{G1(equ)}) + (P_4 \times b \times \gamma_{G1(equ)}) + (P_5 \times b \times \gamma_{G1(equ)}) +$**

**$(S_P \times b \times \gamma_{G1(equ)})] / \gamma_R = 6.82 + 4.94 + 3.67 + 0.342 + 1.89 + 3.12 = 20.78 \text{ kNm}$**

$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^2$ ;

$K_p = 2.56$  coefficiente spinta passiva;

$G_k = 11.25 \text{ kN/m}^2$  = peso magrone + soletta c.a. + pavimentazione;

$G_p = 3.20 \text{ kN/m}^2$  = peso pannelli;

$\gamma_{(equ)} = 0.80$ ;

$\gamma_R = 1.15$ ;

Risulta:

**$M_{stab} / M_{rib} = 3.03 \rightarrow$  verifica positiva**



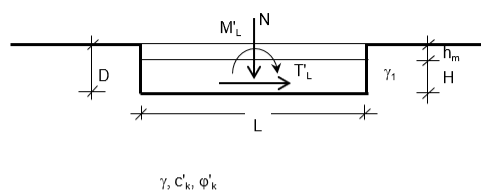
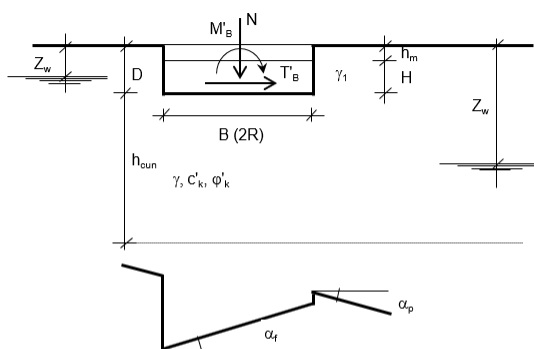
Non considerando il peso dei pannelli risulta:

$$M_{rib} = 6.84 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} = 4.94 + 3.67 + 0.342 + 1.89 + 3.12 = 13.96 \text{ kNm}$$

$$M_{stab} / M_{rib} = 2.04 \rightarrow \text{verifica positiva}$$

Verifica di portanza: risultano positive



Geometria									
B (se sez. Q-R-N; 0 se sez. C) = m	0,90								
L (se sez. Q-R; convenz. 'Illimitata' se sez. N; 0 se sez. C) = m	1,00								
R (raggio se sez. C; 0 se sez. Q-R-N) = m									
D = profondità piano di appoggio fondazione = m	0,90								
H = altezza fondazione = m	0,30								
alpha_f = inclinazione della base della fondazione = °	-								
alpha_p = inclinazione del piano di campagna = °	-								

		Coefficienti parziali Azioni, Materiali, Resistenze										
		Azioni (A1,A2)				Materiale terreno (M1,M2)				Resist. (R1,R2,R3)		
		perm.	perm.	var.	var.	$\gamma_e$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_s$	Capacità port. $\gamma_R$	Scor. $\gamma_R$	
		$\gamma_{Gmax}$ (se Sfav.)	$\gamma_{Gmin}$ (se Fav.)	$\gamma_{Qmax}$ (se Sfav.)	$\gamma_{Qmin}$ (se Fav.)							
Approccio 1	Comb. NON SISMICHE	Comb. 1 SLU-STR: A1+M1+R1	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
		Comb. 2 SLU-GEO: A2+M2+R2	1,00	1,00	1,30	-	1,25	1,25	1,40	1,00	1,80	1,10
	Comb. SISMICHE	Comb. 1 SLU-STR: A1(=1)+M1+R1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. 2 SLU-GEO: A2(=1)+M2+R2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00	1,80	1,10
Approccio 2	Comb. NON SISMICHE	Comb. SLU-STR: A1+M1+R1	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. SLU-GEO: A1+M1+R3	1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
	Comb. SISMICHE	Comb. SLU-STR: A1(=1)+M1+R1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Comb. SLU-GEO: A1(=1)+M1+R3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10

Coefficienti parziali Azioni, Materiali, Resistenze associati all'approccio scelto										
perm.	perm.	var.	var.	$\gamma_e$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_f$	Capacità port.	Scor.	
$\gamma_{Gmax}$	$\gamma_{Gmin}$	$\gamma_{Qmax}$	$\gamma_{Qmin}$					$\gamma_R$	$\gamma_R$	
(se Sfav.)	(se Fav.)	(se Sfav.)	(se Fav.)							
1,30	1,00	1,50	-	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	

Approccio 1 oppure 2?	<div><input type="radio"/> 1 <input checked="" type="radio"/> 2</div>
Approccio scelto:	2

Azioni Non sismiche sul piano di posa: sollecitazioni dai carichi caratteristici									
[se sez. N (Nastri-forme) le sollecitazioni vanno riferite a 1 metro di lunghezza]									
	perm. G_k	var. Q_k							
N = kN	65,57								
M'_B (M_B se sez. Q-R-N; M se sez. C) = kNm	10,20								
T_B (T_B se sez. Q-R-N; T se sez. C) = kN									
M'_L (M_L se sez. Q-R; 0 se sez. N; 0 se sez. C) = kNm									
T'_L (T_L se sez. Q-R; 0 se sez. N; 0 se sez. C) = kN									

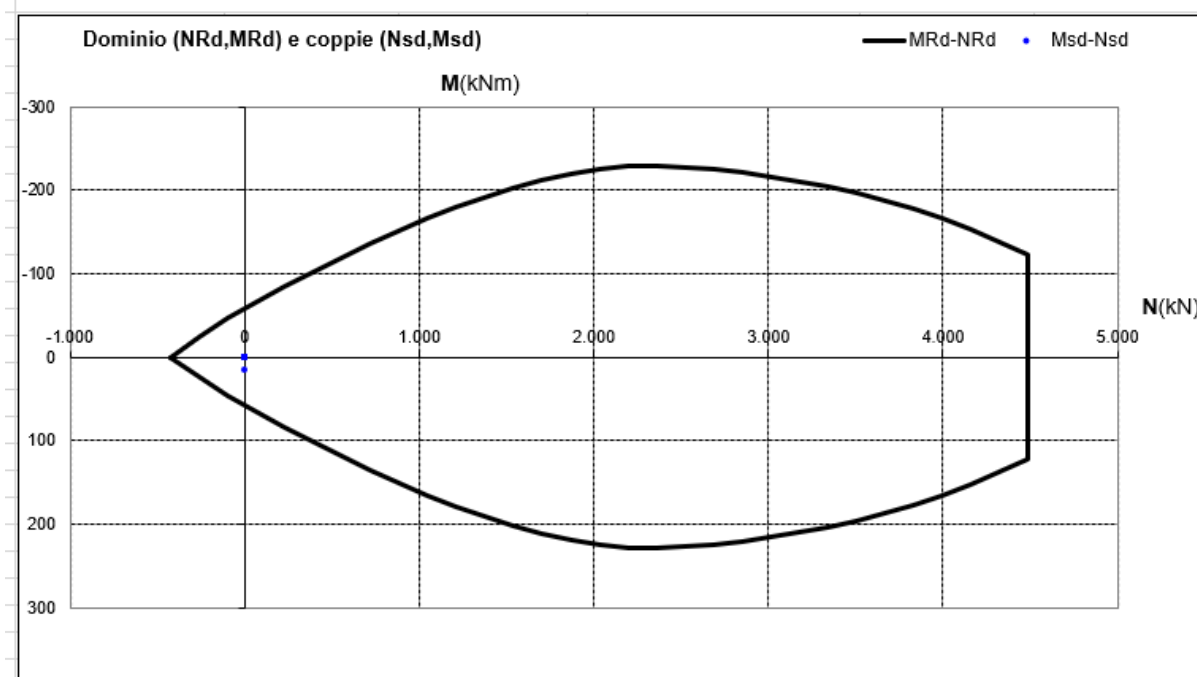
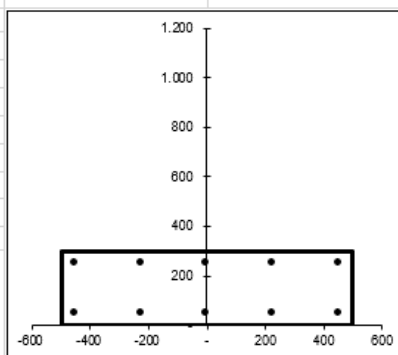
VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE									
	C. I)	C. II)	C. III)	C. IV)	C. V)	C. VI)	C. VII)	C. VIII)	
q <sub>sd</sub> = carico unitario sollecitante di progetto = [sez. Q-R-N-C: N <sub>g</sub> / B'L'] = kN/mq	144,75		111,35						
gamma_R (per la capacità portante) =	2,30		2,30						
q <sub>Rd</sub> = carico limite unitario resistente di progetto = q <sub>lim</sub> / gamma_R = kN/mq	160,02		160,02						
q <sub>sd</sub> ≤ q <sub>Rd</sub> ?	ok		ok						



Si verifica ora la ciabatta di base ( $H = 30 \text{ cm}$   $B = 10 \text{ cm}$ ), le sollecitazioni agenti nella sezione di attacco ed i corrispondenti domini di resistenza risultano:

- $M_{sd}^+ = 16.90 \text{ kNm}$ ;
- $A_s = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;
- $A_s' = 5 \phi 12 = 5.66 \text{ cm}^2$ ;

Geometria sez. e Barre di Armatura			
H=mm	300,00	Ac=mmq	300.000,00
B=mm	1.000,00		
N.o barre=	10		
$\Sigma A_s$ =mmq	1.131,00		
$\rho_s = \Sigma A_s / A_c =$	0,38%		
<div> <div>Inserimento Barre in automatico</div> <div>Calcolo Dominio (NRd,MRd)</div> <div>Rotazione di 90° della sezione</div> </div>			
Tabella Barre	$A_s$ (mmq)	X(mm)	Y(mm)
1	113,10	-	50,00
2	113,10	-	50,00
3	113,10	-	50,00
4	113,10	225,00	50,00
5	113,10	450,00	50,00
6	113,10	-	250,00
7	113,10	-	250,00
8	113,10	-	250,00
9	113,10	225,00	250,00
10	113,10	450,00	250,00





## 9. INCIDENZE

---

Si riportano nelle seguenti tabelle le incidenze di armature per le varie opere.

ELEMENTI TIPO	INCIDENZE [kg/mc]
PLINTI TIPO A, B, C, D, E (valore medio)	100
PLATEA LOCALI TECNICI (valore medio)	100
PLATEE SCALE (valore medio)	70
TRAVI REGGIPANNELLO (valore medio)	70



## 10. CONCLUSIONI

---

Da quanto riportato nei precedenti paragrafi si può verificare che gli interventi strutturali sono correttamente progettati per resistere ai carichi di esercizio definiti secondo le NTC2018. Le medesime strutture di fondazione presentano valori di portanza compatibili con le caratteristiche meccaniche dei terreni di sedime e cedimenti assoluti e differenziali compatibili sia con la destinazione d'uso e sia con i limiti fissati dalla normativa vigente.

I risultati delle analisi provenienti dai modelli di calcolo sono in linea con valutazioni numeriche semplificate condotte e pertanto i risultati ottenuti si ritengono accettabili.



## 11. TABULATI DI ANALISI

---

Il contenuto esteso delle verifiche di calcolo è contenuto nell'elaborato *"Fascicolo dei calcoli delle fondazioni"* (YB00\_1\_3\_D\_R\_RE\_102\_FFOND).