

LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO – ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO – FRANCESE

REVISION DE L'AVANT PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP J11J05000030001

OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI DELLA DELIBERA CIPE 57/2011

Prescrizione n.196
Infopoint Caserma Clemente Henry - Susa

PROGETTO DEFINITIVO
Generale

FASE 2 – Relazione geotecnica

Indice	Date / Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	Dicembre 2012	Emissione	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini
A	Febbraio 2013	Emissione allo stato AP	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini
B	Marzo 2013	Emissione Fase 2 AP	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini

CODE	P	D	2	H	E	N	G	I	A	0	1	0	5	B	A	P	N	O	T	
DOC	Phase / Fase			Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero					Indice		Statut / Stato		Type / Tipo	

ADRESSE GED / INDIRIZZO GED	6PR	//	//	01	98	01	10	04



SOMMARIO - TABLE DES MATIERES

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVE	4
3	MATERIALI	5
4	ANALISI DEI CARICHI.....	7
	4.1 Combinazione dei carichi.....	7
	4.1.1 Coefficienti di combinazione dei carichi.....	7
5	MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	8
6	AZIONE SISMICA	10
7	CAPACITÀ PORTANTE.....	11
	7.1 Edificio caserma.....	11
	7.2 Nuovo vano scale e ascensore.....	11

SINTESI – RESUME

La presente relazione illustra gli aspetti geotecnici dei luoghi interessati dal progetto di restauro della Caserma Henry di Susa.

Ce rapport décrit les aspects géotechniques des lieux concernés par le projet de restauration de la caserne Henry de Suse

I contenuti del presente documento sono da intendersi unicamente per gli interventi di fase 2 così come indicati nella planimetria "Fasi di realizzazione"

1 **PREMESSA**

La presente relazione illustra gli aspetti geotecnici relativi alle opere di restauro e ristrutturazione della Caserma C. Henry di Susa che accoglierà l'Infopoint relativo alla Nuova Linea Torino Lione e gli uffici di LTF.

Le opere in progetto riguardano principalmente il consolidamento delle strutture esistenti. In particolare si opererà sui solai esistenti senza interferire con le fondazioni degli edifici.

Le uniche opere che necessitano di basamenti da realizzare ex-novo sono costituite dal vano scale ed ascensore posto nell'estremità nord-est della caserma.

2 **NORMATIVE**

Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia

DM 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni" Normativa tecnica di riferimento. Essendo un documento generale di carattere prestazionale per la definizione di parametri specifici e per le regole di dettaglio, come previsto dal Decreto stesso, ci si è riferiti alle seguenti normative:

Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti, circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

UNI EN 1990:2006 – Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.

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

UNI EN 1993-1-1:2005 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-1:2005 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

– **Parte 1:** Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-5:2005 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

– **Parte 5:** Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

UNI EN 206-1:2006 – Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione e conformità.

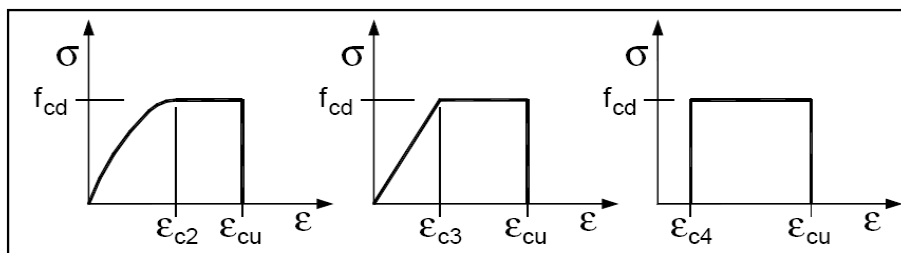
3 MATERIALI

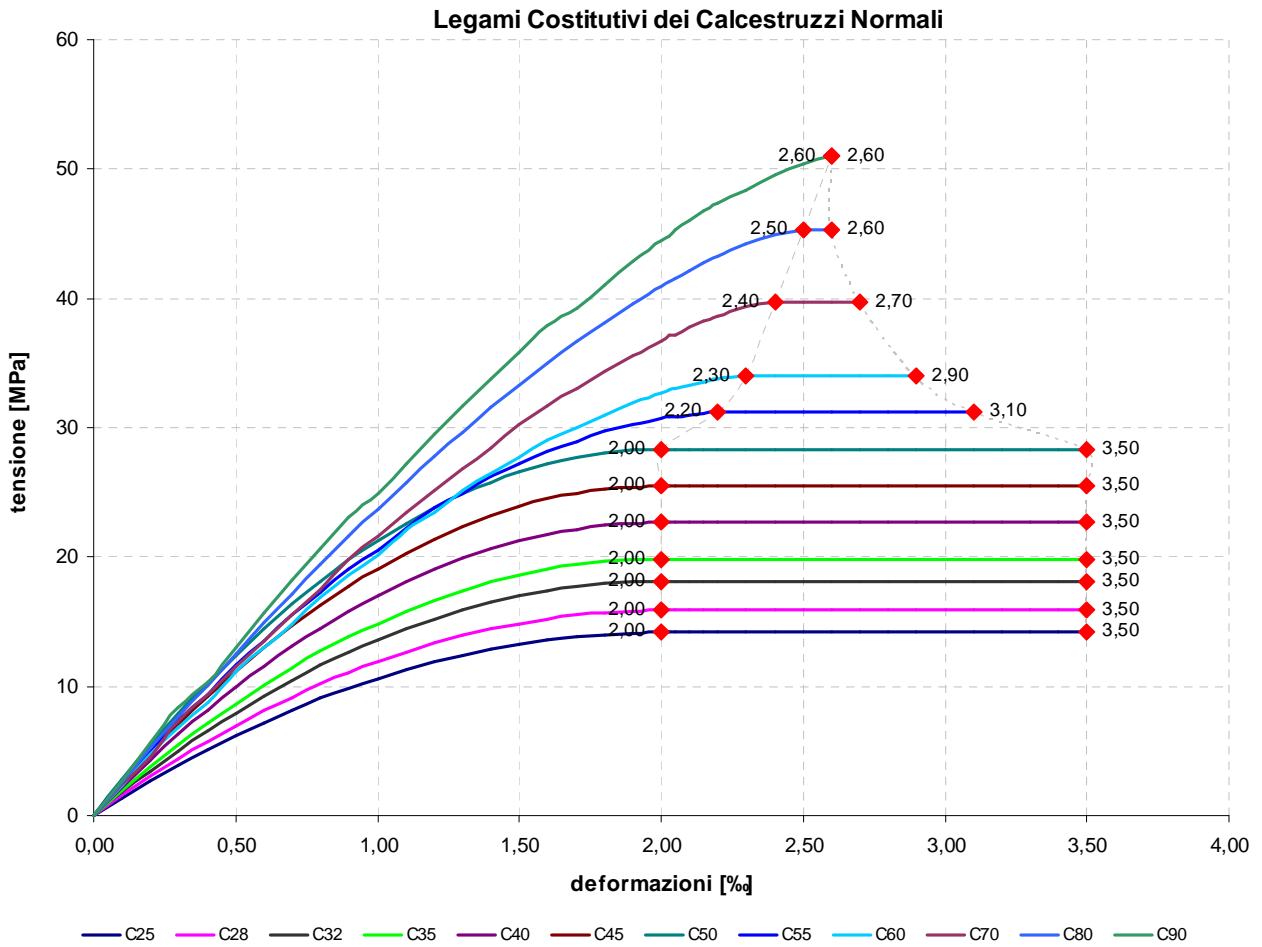
Le strutture fondali di cui sopra verranno realizzate mediante platea superficiale in ca. I materiali previsti rispondono ai seguenti requisiti

Calcestruzzo C28/35

f_{cd} 15.9 MPa
 f_{ctm} 2.8 MPa

CLASSI DI RESISTENZA DEI CALCESTRUZZI NORMALI (UNI EN 1992-1-1:2005)																
f_{ck} (MPa)	8	12	16	20	25	28	32	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	67	76	85	95	105
f_{cm} (MPa)	16	20	24	28	33	36	40	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	1,9	2,1	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,3	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	25	27	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
n	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,80	1,60	1,45	1,45	1,40
γ_c (da LG CSLPP)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
ϵ_{c2} (‰)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60
ϵ_{c3} (‰)	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,82	1,89	2,03	2,16	2,30
ϵ_{c4} (‰)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,62	0,58	0,54	0,52	0,52
ϵ_{cu} (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,10	2,90	2,70	2,60	2,60





Acciaio da armatura

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 $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Acciaio per getti ad aderenza migliorata B450C per getti

f_{yd}

391.3 MPa

4 ANALISI DEI CARICHI

Si rimanda alla relazione di calcolo strutturale; in quanto con la presente si utilizzano le azioni di sollecitazioni, determinate con i modelli strutturali, al fine delle verifiche geotecniche delle fondazioni.

4.1 Combinazione dei carichi

I carichi agenti vengono combinati secondo quanto prescritto dalle norme tecniche ed in particolare:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

4.1.1 Coefficienti di combinazione dei carichi

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

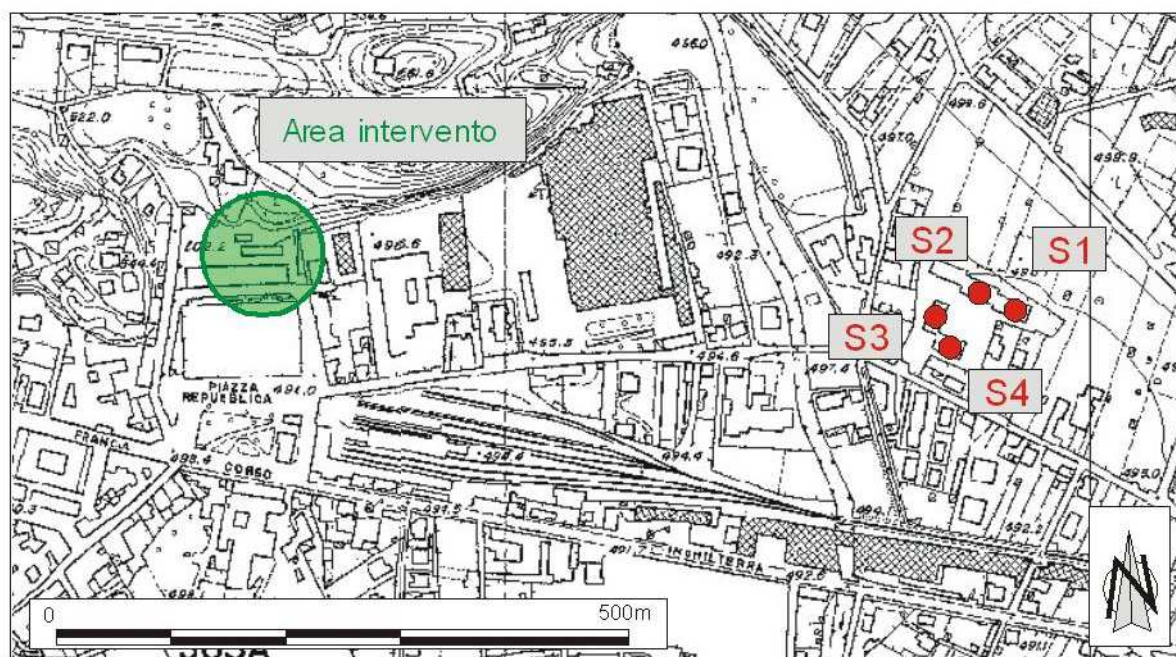
5 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In prossimità del sito di intervento nel 1981, per conto dello IACP, furono realizzati 4 sondaggi geognostici le cui stratigrafie sono consultabili nel sito dell'ARPA Piemonte, nella sezione relativa alla Banca Dati Geotecnica (figure 5 e 6). Le stratigrafie dei sondaggi profondi indicano la presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi con ciottoli e trovanti.

Il giorno 27/11/12 nel lotto di intervento sono stati inoltre realizzati n. 3 pozzetti geognostici, con lo scopo di verificare la geometria delle fondazioni delle strutture e la natura del sottosuolo alle profondità da esse raggiunte (figura 7). In nessuno dei pozzetti esplorativi è stata rilevata la falda freatica. Essa nei pozzi profondi censiti nell'ambito della piana di Susa mostra infatti soggiacenza molto elevata e variabile tra i 35 ed i 45 m.

Nei saggi realizzati all'interno del lotto oggetto di interventi e volti al riconoscimento delle fondazioni delle strutture hanno colto per le profondità investigate (circa 2,5 m) la presenza di ciottoli e ghiaie essenzialmente di calcescisto in matrice sabbiosa a tratti sabbioso-limosa. Tale assetto rispecchia fedelmente quanto osservato in scavi e saggi realizzati nell'intorno circostante significativo in occasione della realizzazione di interventi edilizi e/o di pozzetti esplorativi effettuati per fini geognostici.

Per quanto concerne la potenza del deposito è verosimile ipotizzare spessori dei sedimenti quaternari per diverse decine di metri. Un'indagine MASW effettuata recentemente non ha colto la presenza del substrato roccioso nei primi 30 m.



S1		S2	
0.00 - 2.40m:	terreno vegetale limoso argilloso con abbondante frazione sabbiosa	0.00 - 1.80m:	terreno vegetale limoso sabbioso con abbondante frazione argillosa
2.40 - 3.90m:	sabbia fine con frazione limosa	1.80 - 3.50m:	limo sabbioso
3.90 - 15.00m:	ghiaia con rari trovanti in matrice sabbiosa con abbondante frazione limosa	3.50 - 12.00m:	ghiaia e sabbiosa medio fine con abbondante frazione limosa
S3		S4	
0.00 - 2.20m:	terreno vegetale limoso sabbioso con abbondante frazione argillosa	0.00 - 1.50m:	terreno vegetale limoso sabbioso con frazione argillosa e ciottoli rari
2.20 - 12.00m:	ghiaia con rari trovanti in matrice sabbiosa con frazione limosa	1.50 - 4.00m:	sabbia fine mista a ciottoli
		4.00 - 12.00m:	ghiaia con rari trovanti in matrice sabbiosa con frazione limosa



Considerando la prevalenza della frazione ghiaioso/ciottolosa e sabbiosa e - di contro - la modesta percentuale dei componenti limosi e la totale assenza di argilla e materiale organico, i terreni in oggetto possono essere considerati non plastici. Partendo da ciò e sulla base di informazioni raccolte in occasione della realizzazione di prove in sito condotte su terreni analoghi, di quanto indicato nella bibliografia tecnica consultata le caratteristiche geotecniche dei terreni possono considerarsi sufficientemente note in prima analisi ed esprimibili con i valori indicati nella tabella seguente (tabella 1).

Peso di Volume caratteristico (γ_k)	19.12 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio caratteristico (ϕ_k)	35°
Coesione (c_k)	0 kPa

6 AZIONE SISMICA

L'indagine con metodica MASW realizzata nell'ambito delle aree in studio ha rilevato valori del Vs30 variabili, a seconda della metodica di elaborazione utilizzata, tra 360 e 380 m/s.

In riferimento a quanto indicato nella vigente normativa per quanto inerente alla definizione dell'azione sismica di progetto e sulla base di quanto emerso dalle indagini e dalle osservazioni condotte appare verosimile ascrivere i terreni costituenti il sottosuolo alla categoria "C". All'interno di tale classe sono infatti considerati (D.M. 14/01/2008 – tab 3.2. II Categorie di sottosuoli) i *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati i terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < Cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fine).*

7 CAPACITÀ PORTANTE

7.1 Edificio caserma

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\gamma 1$	=	19.50	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	19.50	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	19.50	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0.00	0.00	kN/mq	coesione c'
φ	=	35	29.26	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Z_w	=	20.00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	120	cm	lato fondazione	eb= 0.00 m ---> B'= 1.20 m
L	=	300	cm	lunghezza fondazione	el= 0.00 m ---> L'= 3.00 m
H	=	200	cm	altezza suola fondazione	
D	=	200	cm	profondità di posa	

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione	
N	=	1485.27	180.00	1005.75	230.40	<input type="checkbox"/> A1+M1+R <input checked="" type="checkbox"/> A2+M2+R2 <input type="checkbox"/> A1+M1+R3
Mb	=	0.00		0.00	0.00	
MI	=	0.00		0.00	0.00	
Tb	=	0.00		0.00	0.00	
TI	=	0.00		0.00	0.00	
Ht	=	0.00		0.00	0.00	

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS					
qlim	=	1248.86	kN/mq	q=	412.58	kN/mq	FS 3.03 verificato	R1 = 1,0	
		12.49	kg/cmq		4.13	kg/cmq		R2 = 1,8	
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd							assente	OK verificato	R3 = 2,3

La verifica è soddisfatta.

7.2 Nuovo vano scale e ascensore

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\gamma 1$	=	19.50	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	19.50	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	19.50	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0.00	0.00	kN/mq	coesione c'
φ	=	35	29.26	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Z_w	=	20.00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	300	cm	lato fondazione	eb= 0.00 m ---> B'= 3.00 m
L	=	200	cm	lunghezza fondazione	el= 0.00 m ---> L'= 2.00 m
H	=	40	cm	altezza suola fondazione	
D	=	200	cm	profondità di posa	

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione	
N	=	1125.05	60.00	706.25	276.00	<input type="checkbox"/> A1+M1+R <input checked="" type="checkbox"/> A2+M2+R2 <input type="checkbox"/> A1+M1+R3
Mb	=	0.00		0.00	0.00	
MI	=	0.00		0.00	0.00	
Tb	=	0.00		0.00	0.00	
TI	=	0.00		0.00	0.00	
Ht	=	0.00		0.00	0.00	

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS					
qlim	=	1686.43	kN/mq	q=	187.51	kN/mq	FS 8.99 verificato	R1 = 1,0	
		16.86	kg/cmq		1.88	kg/cmq		R2 = 1,8	
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd							assente	OK verificato	R3 = 2,3

La verifica è soddisfatta.