

ENTE APPALTANTE / COMMITTENTE	dott. ing. Ferdinando PARIBELLO	IMPRESA ESECUTRICE	
PROGETTISTA:	dott. ing. Ferdinando PARIBELLO	DIREZIONE LAVORI:	dott. ing. Ferdinando PARIBELLO
COLLAUDATORE:	dott. ing. Roberto DE MARCO	GEOLOGO:	dott. geol. Antonello Casaretti

00	15.03.2017	---	Emissione per approvazione e/o commenti.	TT	PF	PF	
REV.	DATA	FILE	DESCRIZIONE ELABORATO	TAV.	ELA.	CON.	APP.

#### COMMITTENTE

ING. FERDINANDO PARIBELLO, NELLA QUALITA' DI CTU NEL PROCEDIMENTO R.G. 3028/14 PRESSO IL TRIBUNALE CIVILE DI BENEVENTO, IN SOSTITUZIONE DELL'AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI BENEVENTO, INADEMPIENTE

Via Francesco Solimena, 4 - 82100 Benevento

#### UBICAZIONE CANTIERE

CONTRADA FONTANELLE, LOCALITA' MONTELEONE III  
COMUNE DI PESCO SANNITA (BN)

#### RIFERIMENTI CATASTALI

PARTICELLE NN. 414, 231, 184, 43, 183, 44, 219, 267, 182, 218, 217, 216, 90, 187, 535, 173, 534, 230 e 188  
DEL FOGLIO DI MAPPA N. 3 - COMUNE DI PESCO SANNITA

#### PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL COMPLESSO IMMOBILIARE DI PROPRIETA' TREMONTE ACHILLE, IN ESECUZIONE DELL'ORDINANZA DEL 08.11.2013 EMESSA DAL G.U. DELLA CAUSA DOTT.SSA GENOVESE A CARICO DELL'AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI BENEVENTO NEL PROCEDIMENTO R.G. 2804/12 E DEL PROVVEDIMENTO DI NOMINA CTU NEL PROCEDIMENTO R.G. 3028/14, ENTRAMBI ISTRUITI PRESSO IL TRIBUNALE CIVILE DI BENEVENTO

#### DESCRIZIONE ELABORATO

**RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO - GABBIONATA**

DATA	RAPP.	RIFERIMENTO	TAV.	N°TAV.	REV.
15.03.2017	VARI	0 0 1 P R O 1 6 - 1 0 / 1 2			00

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone le verifiche di sicurezza strutturale, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni, delle gabbionate poste a protezione della cunetta stradale a monte degli immobili del sig. Achille Tremonte, appartenenti alle opere del progetto di messa in sicurezza disposto nel procedimento civile n. 3028/2014 R.G. presso il Tribunale di Benevento.

La posa in opera delle gabbionate ha lo specifico scopo di regolarizzare il deflusso delle acque di ruscellamento provenienti dai terreni a monte della Strada Statale 369 e proteggere la cunetta stradale di smaltimento delle acque dal fenomeno di tombamento dovuto all'accumulo di materiale terroso trasportato dai processi di erosione superficiale. Per maggiori dettagli ed approfondimenti delle circostanze e del contesto dell'opera si rimanda alla Relazione Generale del progetto.

Si precisa, inoltre, che il Regolamento n. 4/2010 del Presidente della Giunta Regionale della Campania, classifica le presenti opere come *“lavori minori di modesta rilevanza strutturale, da cui possono derivare ridotti pericoli per le persone e limitati danni alle cose”* (ai sensi dell'art. 12, comma 3). L'Allegato 1 che elenca dette opere minori, infatti, al punto 7 indica le *“gabbionate di altezza strutturale fuori terra  $\leq 3$  m”* fino alla classe d'uso 2. Per queste opere, pertanto, vale quanto disposto dal comma 4 dell'art. 12 del Regolamento, che recita: *“alle attività istruttorie riguardanti i lavori minori, conseguentemente alla denuncia degli stessi, si provvede mediante liste di controllo semplificate”*.

## 2. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEI GABBIONI

La struttura in progetto individua una particolare tipologia di muro di sostegno a gravità, con struttura modulare. Le componenti strutturali previste sono:

- Rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale, tipo 6x8 oppure 8x10, tessuta con filo d'acciaio protetto, in accordo con il Regolamento n. 305/2011 (*ex. Direttiva Europea 89/106/CEE*);
- Riempimento in cantiere con pietrame di elevato peso specifico, non alterabile dagli agenti atmosferici, per creare una struttura flessibile, permeabile e monolitica.

Il peso per unità di volume del gabbione non dovrà, in ogni caso, risultare inferiore a 19 kN/m<sup>3</sup>. L'esecuzione sarà effettuata nel rispetto delle *“Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione”* approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con parere n. 69/2013.

L'opera in progetto è costituita da due filari sovrapposti di gabbioni con sezione trasversale di dimensioni 1x1 m<sup>2</sup> ed una dimensione longitudinale di 2,0 m. Lo sviluppo longitudinale complessivo è di 95 m.

I requisiti funzionali, in accordo con le caratteristiche generali dell'intervento, sono:

- Classe d'uso: II
- Vita Nominale Vn:  $\geq 50$  anni
- Coefficiente d'uso Cu: 1
- Periodo Vr: 50 anni

### 3. AZIONI

#### 3.1 AZIONI ELEMENTARI ESPLICATE DALLE MASSE DEI SUOLI

Le caratteristiche geotecniche dei suoli su cui installare le gabbionate presentano i seguenti valori caratteristici (cfr. Relazione Geologica):

Parametri Geotecnici Caratteristici		Orizzonte 1
$\varphi'_k$	°	20,60
$c'_k$	kN/m <sup>2</sup>	13,66
$c_{uk}$	kN/m <sup>2</sup>	47,50
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17,24
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	18,29

#### 3.2 AZIONI SISMICHE

L'analisi in condizioni sismiche della stabilità del complesso terreno-muro è eseguita mediante metodo pseudo-statico. Il sisma, pertanto, è schematizzato da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente gravante sull'opera (§ 7.11.3.5.2 delle NTC 2008).

I parametri sismici di progetto sono (cfr. Relazione Generale):

Parametri sismici di progetto:

	$T_R$ [anni]	$a_g$ [%g]	$S_s$ [n]	$S_T$ [n]	$\beta_s$ [n]	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]
SLV	475	0,257	1,16	1,00	0,385	2,927

A vantaggio di sicurezza si trascura la componente stabilizzante dell'azione sismica verticale.

#### 3.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Le gabbionate in progetto saranno installate a tergo della cunetta di raccolta delle acque superficiali e meteoriche della Strada Statale 369. Risulteranno, perciò, all'interno delle fasce di rispetto disciplinate dall'art. 16 del Codice della Strada. Nei tratti stradale extraurbani, come quello interessato dall'intervento, la distanza minima delle coltivazioni dal bordo strada, in particolare, varia da 1 m a 3 m, in funzione dell'altezza dalla piantagione. Tale distanza, quindi, impedisce agli eventuali mezzi agricoli utilizzati per lavorare i terreni di esercitare azioni statiche dirette sulle gabbionate che, pertanto, possono ritenersi non interessate da alcun significativo sovraccarico accidentale.

### 4. STATI LIMITE CARATTERISTICI DELLE OPERE IN PROGETTO

I muri di sostegno devono verificare i seguenti Stati Limite Ultimi (§ 6.5.3.1.1, NTC 2008):

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

- scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
    - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

L'opera in progetto, come detto, ha esclusiva funzione di drenaggio delle acque di falda dei suoli dislocati a monte, la cui stabilità globale non è in discussione ed è stata indagata nel procedimento per ATP n. 213/2009 R.G. La modesta altezza dei gabbioni, inoltre, non può influenzare la stabilità del versante, per incrementare la quale è prevista la realizzazione di paratie passive in c.a. a valle della Strada Statale 369, descritte in specifici elaborati allegati al presente progetto. La modesta dimensione dell'opera e l'entità delle azioni in gioco, peraltro, comportano l'insorgere degli stati limite ultimi di tipo geotecnico sempre prima di quelli strutturali. Ragion per cui la verifica dei primi implica il rispetto dei secondi.

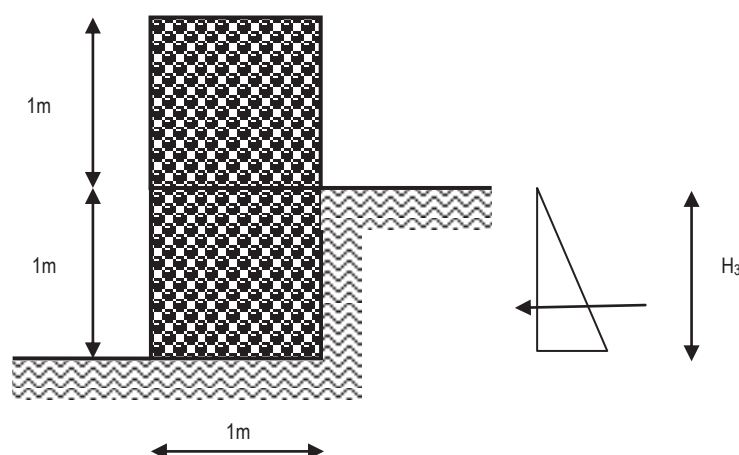
Per i motivi sopra esposti, pertanto, gli stati limite ultimi significativi per le opere in oggetto sono:

- Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) in condizioni sia statiche (SLU), sia sismiche (SLV) di:
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento.

Gli Stati Limite di Esercizio (§ 6.5.3.2, NTC 2008) – *la cui verifica risponde esclusivamente al contenimento degli spostamenti della gabbionata e del terreno circostante* – sono automaticamente soddisfatti dalla verifica degli stati limite ultimi, in particolar modo di quello relativo allo “scorrimento sul piano di posa”.

## 5. VERIFICHE DI SICUREZZA

Schema trasversale del muro a gabbione:



Le verifiche di sicurezza condotte riguardano la sezione di muro maggiormente sollecitata, individuata in corrispondenza della sezione stradale 3-3 (*cfr. Elaborati grafici architettonici*), in cui si hanno una altezza di terrapieno  $H_3 = 1,31$  m, una inclinazione del piano campagna del terrapieno  $\varepsilon = 2^\circ$  e viene trascurato, a vantaggio di sicurezza, il contributo della spinta passiva a valle della gabbionata.

Di seguito si sintetizzano i risultati delle verifiche, tutte soddisfatte, riportate in forma estesa in allegato alla presente.

#### **CONDIZIONE STATICA:**

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

$$F_{s, \text{scorr.}} = (N \cdot f + S_p) / T = 1,83 > 1,1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

$$F_{s \text{ rib.}} = M_s / M_r = 8,70 > 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

$$F_s = q_{\text{lim}} \cdot B^* / N = 3,70 > 1,4$$

#### **CONDIZIONE SISMICA +:**

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$F_{s, \text{scorr.}} = (N \cdot f + S_p) / T = 1,40 > 1,1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$F_{s \text{ rib.}} = M_s / M_r = 5,46 > 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

$$F_s = q_{\text{lim}} \cdot B^* / N = 2,81 > 1,4$$

#### **CONDIZIONE SISMICA -:**

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$F_{s, \text{scorr.}} = (N \cdot f + S_p) / T = 1,39 > 1,1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$F_{s \text{ rib.}} = M_s / M_r = 4,03 > 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

$$F_s = q_{\text{lim}} \cdot B^* / N = 3,03 > 1,4$$

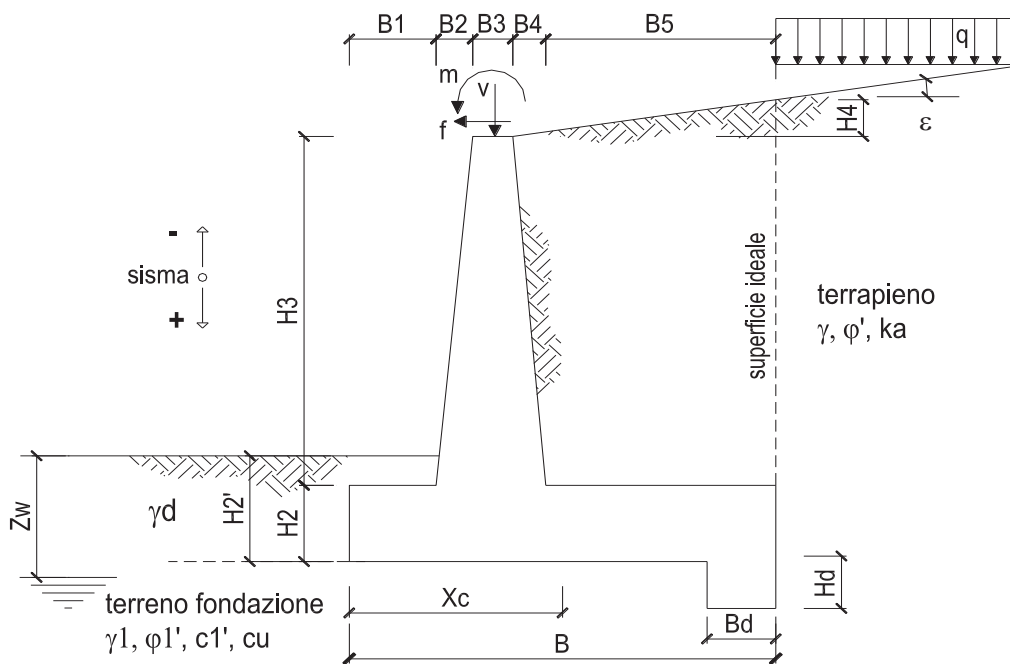
## **6. CONCLUSIONI**

A conclusione della presente relazione di calcolo strutturale, il sottoscritto progettista strutturale assevera di aver:

- a) elaborato modelli di calcolo congruenti con i modelli strutturali delle opere in progetto;
- b) individuato le condizioni e combinazioni di carico relative alle condizioni di reale funzionamento delle opere in progetto;
- c) controllato accuratamente i risultati del calcolo;
- d) confrontato i risultati con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- e) esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Ciò premesso, Il sottoscritto, ritiene che i risultati riportati nel presente elaborato siano corretti e che il progetto strutturale sia conforme alle Leggi 1086/71 e 64/74, e al DM 14/01/2008 (*Norme tecniche per le costruzioni*) con relativa Circolare attuativa.

Ing. Ferdinando Paribello



## OPERA

Esempio

## DATI DI PROGETTO:

### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1,31	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1,00	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

## FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	24,89	22,40
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	24,89	22,40

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	0,00	0,00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat  $q \cdot (B_4+B_5)$  (kN/m) 0 0

Sovr acc. Sism  $q_s \cdot (B_4+B_5)$  (kN/m) 0

#### MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B_1+2/3 B_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B_1+B_2+0,5 \cdot B_3)$	(kNm/m)	12,45	12,45	11,20
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+1/3 B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	12,45	12,45	11,20

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4+0,5 \cdot B_5)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat  $q \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$  (kNm/m) 0 0

Sovr acc. Sism  $q_s \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$  (kNm/m) 0

#### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	2,86
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1,43

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0,00
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0,00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	1,87
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	1,87

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B_1+2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B_1+B_2+B_3/2)$	(kNm/m)	0,71
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-B_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,71

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	0,00
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H_2+H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,00

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H_2+H_3 \cdot 2/3) - (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,00

## CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1' \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$$

	SLE	STR/GEO	EQU
--	-----	---------	-----

(kN/m) 6,52 8,48 8,37

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

(kN/m) 6,33 8,23 8,21

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

(kN/m) 1,55 2,01 1,62

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

(kN/m) 0,00 0,00 0,00

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSP = \gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
--	-----	---------	-----

( kNm/m ) 2,77 3,60 3,58

( kNm/m ) 1,55 2,01 1,62

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

( kNm/m ) 0,00 0,00 0,00

( kNm/m ) 6,56 6,56 5,90

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

40,01 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

8,23 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,38 (-)

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

**1,83** > **1,1**

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

17,10 ( kNm/m )

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$$

1,97 ( kNm/m )

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

**8,70** > **1**



**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	= Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	40,01	40,01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sth + Squ + f - Sp	8,23	8,23	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	= ΣM	17,42	17,42	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	= Xc*N - MM	2,59	2,59	( kNm/m )

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	13,66		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	20,60		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	7,24		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd * H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0,06	0,06	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	0,87	0,87	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	6,79		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	15,41		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	5,86		(-)

I valori di i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

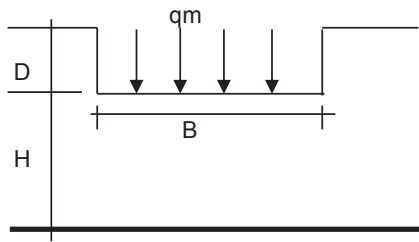
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,78	0,78	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,75	0,75	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0,69	0,69	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	169,85	169,85	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>3,70</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,70</b>	>	

## CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio ( $q_m$ )

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	39,55	(kN/m)
M	1,99	(kNm/m)
$e=M/N$	0,05	(m)
$B^*$	0,90	(m)

D =	0,00	(m)
$D/B^*$ =	0,00	(m)
$Hs/B^*$ =	17,79	(m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 44,49 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\mu_0 = 0,965 \quad (-)$$

$$\mu_1 = 10,99 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 2,83 \quad (\text{mm})$$

## CONDIZIONE SISMICA +

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat	=	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	6,52	6,52	7,61
Sst1 sism	=	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1,98	1,98	2,27
Ssq1 perm	=	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc	=	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6,33	6,33	7,46
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,92	1,92	2,23
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,55	1,55	1,47
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,47	0,47	0,44
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	2,77	2,77	3,26
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	0,84	0,84	0,97
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	( kNm/m )	1,55	1,55	1,47
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	( kNm/m )	0,47	0,47	0,44
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*kps^{+0.5}+\gamma_1'*kps^+*H2')*Hd^2/2$	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		6,56

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	41,45	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	11,11	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,38	(-)
-----	----------------	------	-----

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,40</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

## VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	19,00	(kNm/m)
------	-------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	3,48	(kNm/m)
------	--	------	---------

<b>Fr =</b>	<b><math>Ms / Mr</math></b>	<b>5,46</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
-------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

## VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		41,45	41,45	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		11,11		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		16,26	16,26	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		4,47	4,47	(kNm/m)

## Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	13,66		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20,60		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	7,24		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,11	0,11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,78	0,78	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	6,79		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	15,41		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	5,86		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,71	0,71	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,66	0,66	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,60	0,60	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	148,23	148,23	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2,81</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,81</b>	>	

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	6,52	7,61
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1,27	1,46
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6,33	7,46
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,23	1,43
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,55	1,47
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,30	0,28
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	( kNm/m )	2,77	3,26
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	( kNm/m )	0,54	0,62
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	1,55	1,47
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	0,30	0,28
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/2 - h_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0,00	0,00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	( kNm/m )	0,00	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	( kNm/m )	0,00	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	( kNm/m )	6,56	

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N =$	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	38,42	(kN/m)	
-------	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T =$	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h$	10,42	(kN/m)	
-------	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f =$	$\tan \phi_1'$	0,38	(-)	
-------	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b>(N * f + Sp) / T</b>	<b>1,39</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	-------------------------	-------------	-------------	------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms =$	$Mm + Mt + Mfext3$	19,00	( kNm/m )	
--------	--------------------	-------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr =$	$MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + Mpt_s$	4,71	( kNm/m )	
--------	--	------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>4,03</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
-------------	----------------	-------------	-------------	----------

## VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		38,42	38,42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		10,42		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		14,96	14,96	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		4,25	4,25	(kNm/m)

## Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	13,66		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20,60		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	7,24		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0,11	0,11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,78	0,78	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	6,79		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+π in cond. nd)	15,41		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	5,86		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,71	0,71	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,66	0,66	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,60	0,60	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	149,35	149,35	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,03</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,03</b>	>	