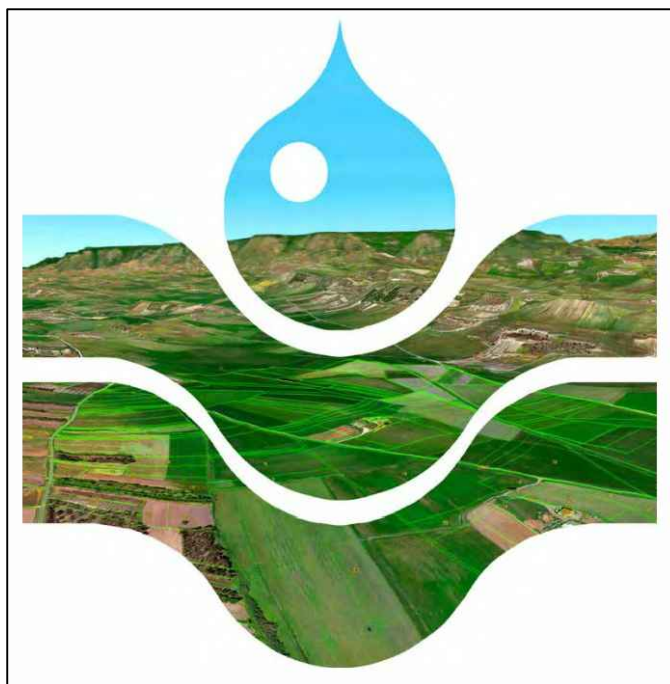


**cbsm****Consorzio Bonifica Sardegna Meridionale**

NUOVO DISTRETTO IRRIGUO DEL PARTEOLLA-LOTTO1

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	02.2022	Emissione	Defraia	Spano	Mandras
1					
2					
3					
GRUPPO DI LAVORO: R.U.P.: ing. Corrado Defraia PROGETTAZIONE: ing. Andrea Mandras ing. Mauro Spano agr. Paolo Podda geol. Pasqualino Littera geol. Stefano A. Corda geom. Corrado Costa geom. Giovanni Dessì geom. Stefano Torrigiani		TITOLO: ELABORATI TECNICI Calcoli delle strutture e degli impianti (art. 29_37 d.P.R. n. 207/2010) BLOCCHI DI ANCORAGGIO, POZZETTI		TAVOLA N°: RE05-CAL SCALA: -	

		PROGETTISTI: ING. ANDREA MANDRAS ING. MAURO SPANO

CALCOLI DELLE STRUTTURE

BLOCCHI DI ANCORAGGIO E POZZETTI

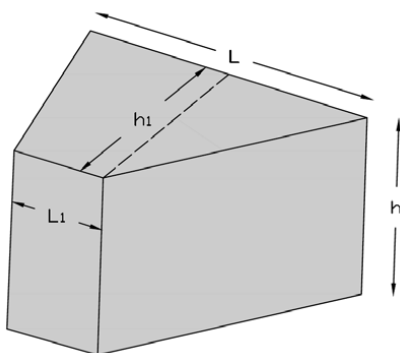
(art. 29_37 d.P.R. n. 207/2010)

1.	DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO.....	2
2.	Verifica a scorrimento.....	6
3.	Verifica a ribaltamento.....	6
4.	Verifica delle pressioni trasmesse al terreno.....	8
5.	DIMENSIONAMENTO DEI POZZETTI.....	9

1. DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO.

Le tubazioni previste in progetto sono del tipo con giunto a bicchiere, nei diametri DN 400 e DN 500, pertanto sono necessari blocchi di ancoraggio in cls in corrispondenza delle variazioni plano-altimetriche per contrastare la spinta idraulica che altrimenti tenderebbe a sfilare i tubi dalla loro sede.

Nel seguito si riporta il dimensionamento e la verifica delle tre tipologie di blocchi individuate in base all'angolo di deviazione planimetrica, non si è considerato l'angolo di deviazione altimetrica in quanto, nel caso in esame, le variazioni altimetriche lungo linea sono molto modeste e tali da poter essere compensate dalla deflessione massima consentita dai giunti a bicchiere, fino a 3°. Le dimensioni e la forma di ogni tipologia di blocco sono riferite alla simbologia riportata nella figura sottostante.



I blocchi sono progettati con calcestruzzo classe C25/30 (R_{ck} 30 N/mm²) e classe di consistenza S3. I blocchi di ancoraggio non devono inglobare la sezione del tubo ma il pezzo speciale in ghisa sferoidale utilizzato per la curva o per il tes salvaguardando i bicchieri.



Il getto in opera dei blocchi dovrà avvenire possibilmente direttamente contro la parete verticale o semiverticale indisturbata del terreno, e con l'uso di casseforme in legno negli altri lati.

I valori di deviazione angolare (α) per i quali sono state verificate le tre tipologie di blocco di progetto sono i seguenti:

- $\alpha = 22.5^\circ$
- $\alpha = 45^\circ$
- $\alpha = 90$

Detti valori fissano i limiti degli intervalli angolari. A seconda che l'angolo di deviazione considerato ricada nei suddetti range, si sceglie il relativo blocco d'ancoraggio.

Le dimensioni dei blocchi adottate nelle verifiche sono le seguenti:

Caratteristiche blocchi di ancoraggio			Dimensioni blocchi di ancoraggio [m]					
Angolo di deviazione	Tipo	Numero	L	L1	h	h1	Profondità di posa dal p.c.	V calcestruzzo [m³]
$\alpha < 22.5$	A	76	1	0.4	1.1	1	2	0.77
$22.5 < \alpha < 45.0$	B	4	1.5	0.6	1.1	1	2	1.16
$45.0 < \alpha < 90.0$	C	5	2.5	1	1.1	1.5	2	2.89

Per il dimensionamento e la verifica a stabilità dei blocchi d'ancoraggio deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$R < S_{stab} = S_p - S_a + A_t = S_p - S_a + \omega \cdot G$$

dove:

- R = spinta risultante del flusso interno alla condotta in pressione, trasferita al blocco, diretta radialmente verso l'esterno della curva / raccordo;
- S_{stab} = azione stabilizzante totale data dal blocco e dalla spinta passiva esercitata dal terreno a tergo del blocco;
- S_p = spinta passiva resistente del terreno a ridosso del blocco;
- A_t = forza di attrito tra la base del blocco e il terreno di fondazione;
- G = peso proprio del blocco d'ancoraggio,
- ω = coefficiente di attrito calcestruzzo blocco – terreno.

Il valore della risultante della spinta sulla condotta, indotta dal flusso transitante in questa, che viene trasferita al blocco è ottenuta dalle seguenti formule:

$$R = 2P \sin \frac{\alpha}{2}$$

$$P = p_c \cdot \frac{\pi}{4} DN^2$$

dove:

- α = angolo di deviazione dei due tronchi rettilinei di tubazione contigui;
- P = spinta risultante delle pressioni parallela all'asse del tubo;
- p_c = pressione di collaudo, pari a 1.5 volte la pressione massima di esercizio PE;
- DN è il diametro nominale della condotta.

Le verifiche sono state condotte considerando le condizioni di collaudo (ai sensi del DM 12/12/1987), e considerando, per ogni tipologia, la pressione del blocco più caricato.

DN	500	mm	
Blocchi tipo A			Blocchi tipo C
P Esercizio	73.2	m. ca	P Esercizio 68 m. ca
P Collaudo	109.8	m. ca	P Collaudo 102 m. ca

DN	400	mm
Blocchi tipo A, B e C		
P Esercizio	105.6	m. ca
P Collaudo	158.4	m. ca

La spinta R, diretta perpendicolarmente alla parete esterna dello scavo, che tende a sfilare il tubo, è contrastata sia dalla forza di attrito che si esercita sulla base di appoggio del blocco di ancoraggio sul terreno, sia dalla spinta passiva della parete di scavo a contatto con il blocco.

Il peso proprio del blocco d'ancoraggio (G) è pari al peso specifico del calcestruzzo (assunto pari a 2300 kg/m³) moltiplicato per il volume del blocco d'ancoraggio.

La forza d'attrito tra blocco e terreno di fondazione è pari al peso proprio del blocco moltiplicato per il coefficiente di attrito ω (assunto cautelativamente pari alla tangente dell'angolo di attrito del terreno).

La spinta passiva S_p è, invece, quella che si determina lateralmente in uno scavo verticale quando viene realizzato un manufatto che tende a comprimere la parete verticale dello scavo stesso. Tale spinta dovrà, quindi, intendersi come azione di resistenza e di contrasto del terreno, determinabile mediante la teoria di Rankine.

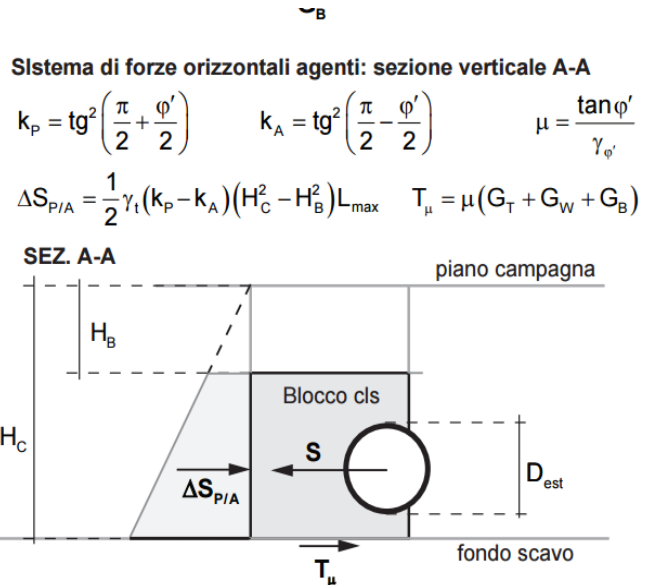
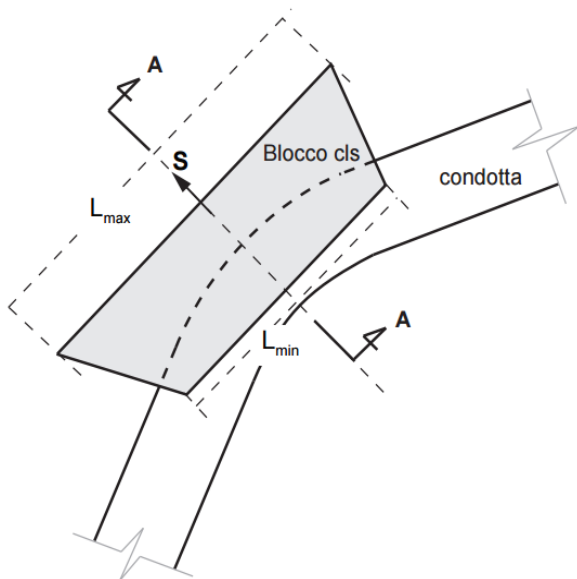
Come indicato nella relazione generale e nella relazione tecnica, al fine di semplificare la messa in opera delle condotte, si è scelto di sfruttare la viabilità comunale e quella di penetrazione agraria dunque, dal punto di vista litologico, gli scavi interesseranno principalmente, terreni di riporto e/o suolo agricolo anche in ragione della limitata profondità di scavo.

Fatta questa considerazione, e vista la presenza di depositi alluvionali in prossimità dei riiri presenti nell'area di interesse, sono stati assunti in via cautelativa i seguenti parametri geotecnici per le verifiche:

- $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- $c = 0$ (valore cautelativo).
- $\phi = 33^\circ$

La spinta passiva resistente, che il terreno esercita sul blocco d'ancoraggio, si ottiene dalla seguente formula:

Blocco di ancoraggio e curva condotta: planimetria



Calcolate le spinte destabilizzanti e resistenti, è possibile dimensionare i blocchi d'ancoraggio. Le dimensioni di questi devono essere tali da far risultare soddisfatte le seguenti verifiche:

- Verifica a scorrimento;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica delle pressioni trasmesse al terreno (carico limite);

2. Verifica a scorrimento

$$FS_s = \frac{S_{stab}}{R}$$

dove:

- R è la spinta destabilizzante, diretta radialmente verso l'esterno della curva o del raccordo (già definita in precedenza);
- S_{stab} è la contospinta stabilizzante risultante dalla somma della spinta passiva del terreno S_p sulla parete verticale esterna dello scavo e dell'attrito A_t tra il calcestruzzo e il terreno alla base del blocco (già definita in precedenza).

La verifica allo scorrimento è da ritenersi soddisfatta quando il rapporto FS_s risulta minore di 1.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche a scorrimento per le tre tipologie di blocchi previste:

DN 400				
VERIFICA A SCORRIMENTO				
Tipo di blocco	S_{stab} [kN]	R [kN]	R/S_{stab}	Verifica
A	87.42	62.75	0.72	SI
B	130.92	123.08	0.94	SI
C	229.92	227.43	0.99	SI
DN 500				
VERIFICA A SCORRIMENTO				
Tipo di blocco	S_{stab} [kN]	R [kN]	R/S_{stab}	Verifica
A	87.78	67.98	0.77	SI
C	230.46	228.88	0.99	SI

3. Verifica a ribaltamento

$$FS_r = \frac{M_{stab}}{M_r}$$

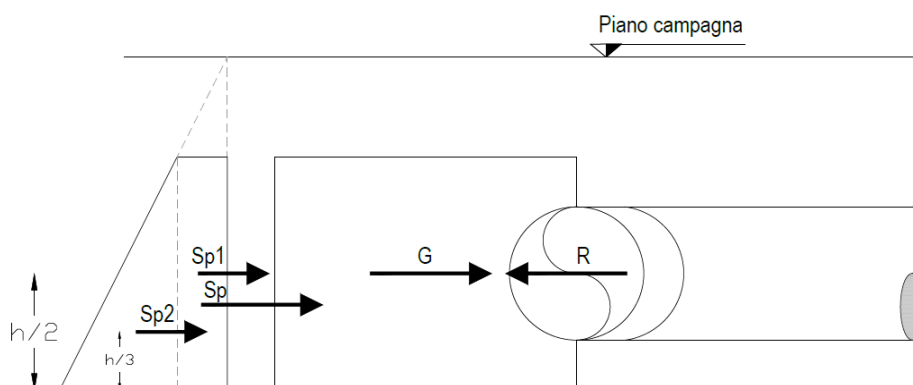
Dove

- M_{stab} il momento stabilizzante, dato dal peso del blocco (G) per il braccio del suo baricentro e dalla spinta passiva del terreno per il braccio del suo punto di applicazione.
- M_r è momento ribaltante, determinabile con l'equazione:

$$M_r = R \cdot \frac{h}{2}$$

- h è l'altezza del blocco d'ancoraggio.

La verifica al ribaltamento è da ritenersi soddisfatta quando il rapporto FS_r risulta minore di 1.



Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche a ribaltamento eseguite per le tre tipologie di blocchi previste:

DN 400				
VERIFICA A RIBALTAMENTO				
Tipo di blocco	M _{stab} [kN]	M _{rib} [kN]	M _{rib} /M _{stab}	Verifica
A	49.93	34.51	0.69	SI
B	74.69	67.70	0.91	SI
C	161.03	125.08	0.78	SI

DN 500				
VERIFICA A RIBALTAMENTO				
Tipo di blocco	M _{stab} [kN]	M _{rib} [kN]	M _{rib} /M _{stab}	Verifica
A	50.27	37.39	0.74	SI
C	161.80	125.88	0.78	SI

4. Verifica delle pressioni trasmesse al terreno

Tale verifica si effettua per accertarsi che il terreno non ceda sotto le tensioni trasmesse ad esso dal blocco d'ancoraggio sovrastante (verifica del carico limite).

Utilizzando i parametri geotecnici adoperati per le precedenti verifiche e le dimensioni in pianta del blocco con la minore superficie di fondazione (tipoA), si ottengono i seguenti valori del carico limite del terreno:

Calcolo allo SLU secondo la teoria del Viggiani:

q_{lim}	730	kN/m^2
q_{lim}	7.30	kg/cm^2

Calcolo allo SLU secondo la teoria di Brinch Hansen:

q_{lim}	835	kN/m^2
q_{lim}	8.35	kg/cm^2

Il carico sul terreno di fondazione scaricato dal blocco A, il più gravoso, è pari a $46 kN/m^2$, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTISTI

ing. Andrea Mandras

ing. Mauro Spano

5. DIMENSIONAMENTO DEI POZZETTI.

Comune di Serdiana, Sestu e Settimo S. Pietro
Provincia del Sud Sardegna

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE DEI POZZETTI**

OGGETTO: Nuovo distretto irriguo del Parteolla - Lotto 1
CALCOLO STRUTTURALE POZZETTI

COMMITTENTE: C.B.S.M.
Cagliari,

PROGETTISTI
ing. Andrea Mandras
ing. Mauro Spano

...

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo strutturale correda il progetto definitivo del " Nuovo distretto irriguo del Parteolla - Lotto 1", e riporta le verifiche di calcolo delle strutture in cemento armato relative ai pozzetti di incrocio e per l'alloggiamento delle apparecchiature idrauliche inerenti alla rete idrica in progetto.

I manufatti avranno dimensioni variabili in pianta secondo tre tipologie:

- Tipo A dimensioni interne pari a metri 3.00x3.00x2.00h;
- Tipo B dimensioni interne pari a metri 3.00x2.00x2.00h
- Tipo C dimensioni interne pari a metri 2.00x2.00x3.90h.

Tutti i pozzetti avranno spessore pari a cm 25 per platea di fondazione, pareti laterali e soletta di copertura.

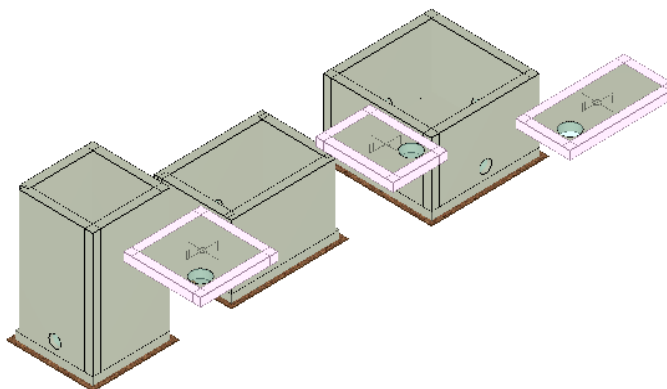
Per tutte e tre le tipologie, lo schema statico della soletta di copertura è quella di piastra semplicemente appoggiata, composta da due unità affiancate (queste appoggiate su tre lati e con un lato libero) per i pozzetti più grandi, e da un'unica soletta per il pozzetto di dimensione in pianta pari a metri 2.00x2.00. L'altezza dei manufatti è variabile, ed il presente calcolo è stato cautelativamente sviluppato per i pozzetti aventi altezza maggiore, pari a 3.9 m.

Nella scelta dei materiali si è considerata una classe di esposizione XC3, da cui è derivata l'adozione di un copriferro adeguato (min. 4 cm).

Vengono riportate di seguito due viste assometriche contrapposte per i tre pozzetti, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

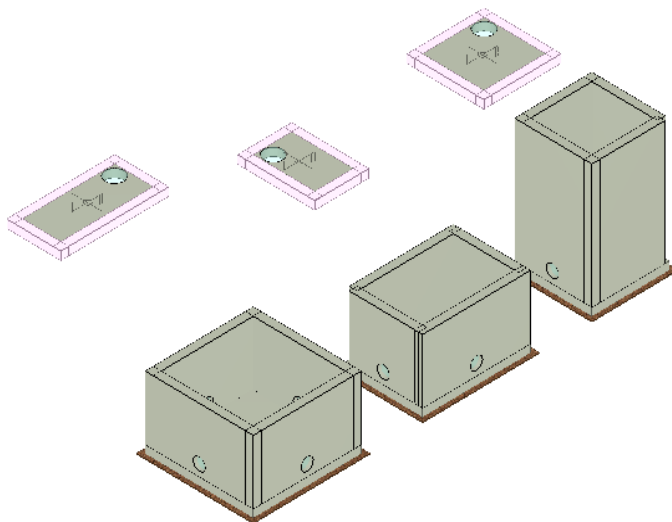
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

“Norme tecniche per le Costruzioni”.

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

La scelta del tipo di calcestruzzo è stata fatta in considerazione della normativa di settore UNI EN 206:2016, UNI 11104:2016. In particolare, in base al Prospetto 1 della norma UNI 11104, la prossimità al mare ha indotto alla scelta di una classe di esposizione del tipo XS1 (*esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare*), e conseguentemente una classe di resistenza C32/40, con rapporto acqua cemento a/c=0.50 e dosaggio minimo cemento pari a 340 kg/m³ (Prospetto 4 della norma UNI 11104).

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati pertanto i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato														
N _{id}	□ _k	□ _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	□ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Cls C32/40_B450C - (C32/40)														
001	25 000	0.000010	33 643	14 018	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,45	3,72	15 002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
□ _k	Peso specifico.
□ _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R _{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R _{cm}	Resistenza media cubica.
%R _{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
□ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio															
N _{id}	□ _k	□ _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1/}	f _{tk,1/}	f _{yd,1/} f _{yd,2}	f _{td}	□ _s	□ _{M1}	□ _{M2}	□ _{M3,SLV}	□ _{M3,SLE}	□ _{M7}

	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		$f_{yk,2}$	$f_{tk,2}$	[N/mm ²]	[N/mm ²]						NCnt	Cnt
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
\square_k	Peso specifico.
$\square_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{tk,2}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
\square_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
\square_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
\square_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\square_{M3,SLV}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\square_{M3,SLE}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
\square_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
$f_{yk,1}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yk,2}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
$f_{yd,1}$	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yd,2}$	Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

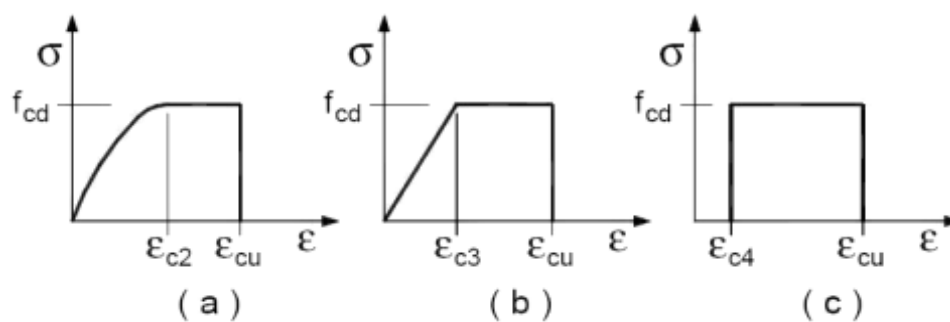
TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\square_{d,amm}$ [N/mm ²]
Cls C32/40_B450C	Caratteristica (RARA)	Compressione Calcestruzzo	19,92
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	14,94
Acciaio B450C	Caratteristica (RARA)	Trazione Acciaio	360,00

LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
$\square_{d,amm}$	Tensione ammissibile per la verifica.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



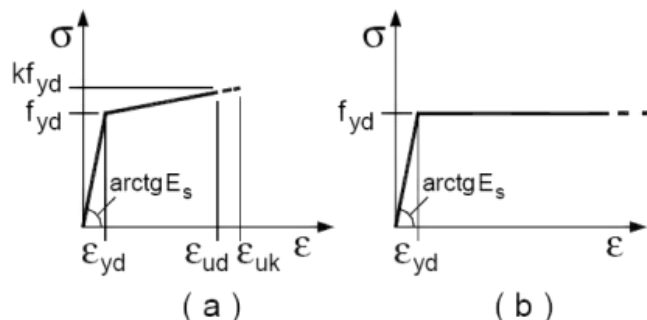
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\square_{c2} = 0,0020;$$

$$\square_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b). La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Come indicato nella relazione generale e nella relazione tecnica, al fine di semplificare la messa in opera delle condotte, si è scelto di sfruttare la viabilità comunale e quella di penetrazione agraria dunque, dal punto di vista litologico, gli scavi interesseranno principalmente, terreni di riporto e/o suolo agricolo anche in ragione della limitata profondità di scavo.

Fatta questa considerazione, le proprietà dei terreni così individuate sono state ricondotte cautelativamente a quelle elencate nella seguente tabella.

N _{TRN}	γ _T	K ₁			α	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
	[N/m ³]	K _{1X} [N/cm ²]	K _{1Y} [N/cm ²]	K _{1Z} [N/cm ²]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Sabbia argillosa mediamente consolidata										
T001	15 370	60	60	200	34	0,000	0,000	621	0	0,000

LEGENDA:

N _{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ _T	Peso specifico del terreno.
K ₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
α	Angolo di attrito del terreno.
c _u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E _d	Modulo edometrico.
E _{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A _{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica, i terreni sono assunti cautelativamente di categoria **D [D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti]**.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione.

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Copertina pozzetto	Autorimessa > 30kN	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-		0	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci (si considerano 5000 N/m ² aumentati del 30% per incremento dinamico)	6 500	0
002	S	Platea	Permanenti NON Strutturali	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	500	Ambienti ad uso industriale (Cat. E2 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2 000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.
T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.
PP, PNS, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico
SA indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

6.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\square_{G1} \cdot G_1 + \square_{G2} \cdot G_2 + \square_P \cdot P + \square_{Q1} \cdot Q_{K1} + \square_{Q2} \cdot \square_{02} \cdot Q_{K2} + \square_{Q3} \cdot \square_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G₁ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\square_g, \square_q, \square_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

\square_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **98 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati “*Tabulati di calcolo*”.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L’azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_i \psi_{2i} Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell’azione variabile Q_i .

Gli effetti dell’azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \psi_i (\psi_{2i} Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l’**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell’elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei “*Tabulati di calcolo*” in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

6.2 Stato Limite di Danno

L’azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_i \psi_{2i} Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell’azione variabile Q_i .

Gli effetti dell’azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

Calcoli delle strutture e degli impianti, Blocchi di ancoraggio, Pozzetti – Progetto Definitivo - Esecutivo

$$G_{K+} + \psi_i (\psi_{2i} Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

6.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (3) e "**Rara**" (2).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

7 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

7.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM(d)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	17101352

Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it
----------------------------	--

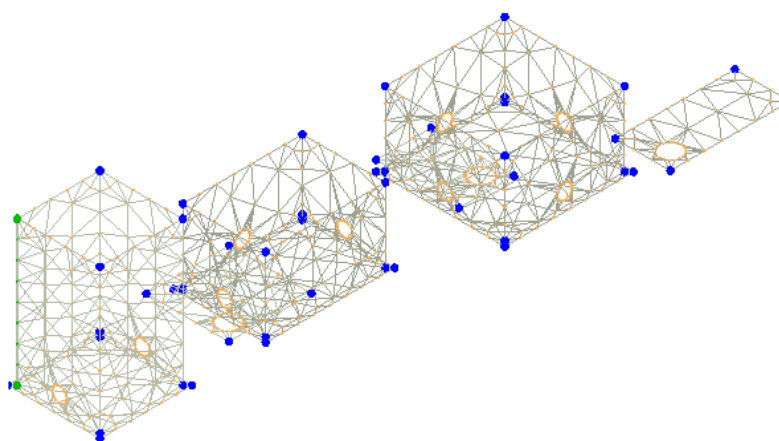
7.2 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

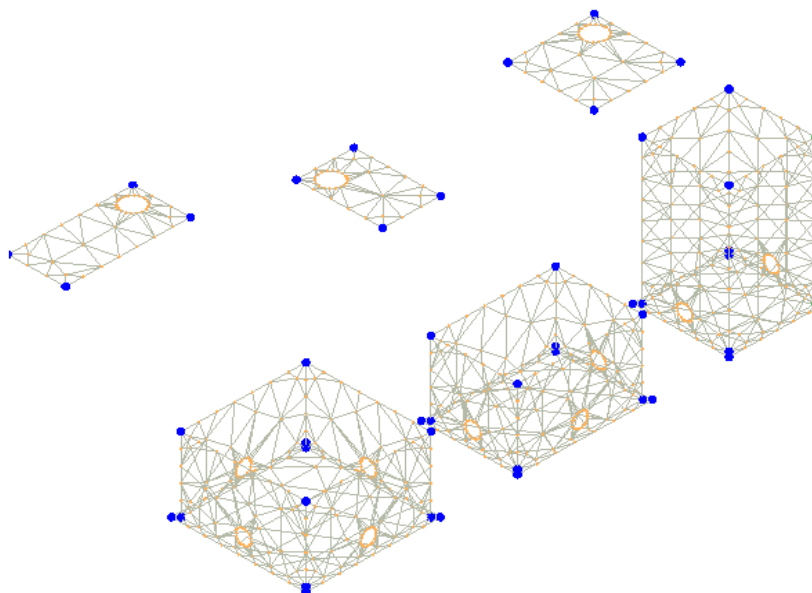
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi

collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali dissassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

8 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.1 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente \square_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei "Tabulati di calcolo".

9 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni statiche, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2 ;$$

in cui:

- \square : peso unità di volume del terreno;
- H: altezza del terrapieno;
- K: coefficiente di spinta.

In condizioni sismiche la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 ;$$

con:

- $K_v = \pm 0,5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;
- $K_h = \square_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g / g$ = coefficiente di intensità sismico orizzontale;

- \square_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografico;
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafico;
- a_g / g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente \square_m assume i valori indicati al §7.11.6.2.1 del D.M. 2018.

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente \square_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni sismiche</i>
Attiva Passiva	Attiva

Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \square \leq \square - \square);$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \square > \square - \square);$$

dove:

- \square = angolo di attrito del terreno;
- \square = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);
- \square = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);
- \square = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);
- \square = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni statiche):

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}.$$

Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) App. E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}.$$

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \sin \square.$$

Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

• Terreno con Sovraccarico

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributo:

$$\square \square_Q = K \cdot Q.$$

• Terreno con Coesione

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}.$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

10 - SPINTA IDROSTATICA

Il calcolo della spinta idrostatica, in condizioni statiche, viene effettuato con:

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2;$$

in cui:

γ_w : peso unità di volume del liquido;
H: altezza della colonna di acqua.

Per quanto riguarda la sovraspinta idrostatica in regime sismico, essa viene supposta costante lungo l'altezza ed è calcolata secondo la formulazione:

$$\gamma_w = \gamma_w \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g/g;$$

in cui:

S_T = coefficiente di amplificazione topografico;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafico;

a_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo.

11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

Serdiana,

PROGETTISTI
ing. Andrea Mandras
ing. Mauro Spano