PREMESSA

La presente relazione viene redatta a supporto della domanda di autorizzazione unica con domanda di concessione di derivazione di acqua pubblica dai torrenti Storto, Ceresole e Poragine per uso idroelettrico Zanoni in comune di Borzonasca (GE). Ha lo scopo di verificare in via preliminare che l'edificio destinato a centrale risulti conforme alle NTC del D.M. 14.01.08

L'edificio per centrale idroelettrica dell'impianto è da costruire sul mappale n.6 del foglio catastale n.63 di Borzonasca.

Il terreno è di proprietà della Manifattura del Turchino s.p.a. di Genova.

Il PRG di Borzonasca identifica l'area come Zona Agricola.

L'area per la costruzione è situata su un leggero declivio esposto a sud-ovest, in adiacenza al rio Penna; è distante oltre 100 m dalle abitazioni della frazione più prossime.

Le coordinate geografiche della futura centrale sono:

- latitudine: 44,446649 N
- longitudine: 9,428832 E

La presente relazione con i suoi allegati costituisce la verifica tecnica per la valutazione della sicurezza secondo le indicazioni dettate dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni NTC del DM 14.01.2008 e dalla Circolare applicativa.

La vita nominale della struttura è $V_N = 50$ anni, classe d'uso I, con categoria dell'edificio E, classe di servizio 1, con durata del carico breve o istantanea. Lo spettro di risposta sismico per la zona vale $S_d(T) = 0.216$ allo SLV; altri parametri sono riportati nell'Allegato in calce.

La centrale è da costruire alla quota $a_s = 480$ m s.l.m, in terreno con categoria di sottosuolo E e categoria topografica T1.

UNITA' STRUTTURALE

L'intervento di realizzazione dell'immobile costituisce una nuova costruzione, risultando distaccato da altri edifici esistenti. L'edificio è sul solo piano terreno, in parte con pavimento ribassato, con pianta formata da due rettangoli accostati con lati di m 11*7.6 e m 5.5x8.5, con altezza in gronda di m 4 e al colmo massimo di m 4.9 circa.

STRUTTURA

Si tratta di una struttura con elementi verticali di muratura di blocchi di cls spessa 35 cm. Le strutture orizzontali di sostegno della copertura sono di solaio semiprefabbricato tipo RDB, a due falde non spingenti, con travi di sostegno di c.a. I solai sorreggono il manto di fibrocemento impermeabile.

Le murature sono appoggiate a una platea di fondazione di cemento armato spessa 25-30 cm, sporgente in pianta di 30 cm dalla base dei pilastri stessi.

MATERIALI

Il materiale previsto per la struttura è la muratura di blocchi di calcestruzzo spessa 35 cm.

Muratura di blocchi di cls

Dalla Tab.C8A.2.1 della Circ. allegata alle NTC risultano per la muratura:

f_m = resistenza media a compressione = 44 daN/cm^2
τ_0 = resistenza media a taglio = 2.4 daN/cm^2
E = modulo medio di elasticità normale = 35200 daN/cm^2
G = modulo medio di elasticità tangenziale = 8800 daN/cm^2
pp = peso proprio = 1400 daN/m^3

Cemento armato

Le murature sono poggiate su una platea di fondazione di calcestruzzo con R_{ck} = 25 N/mm^2 (C25/30) con f_{cm} minimo = 85 daN/cm^2.

CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI

I carichi permanenti considerati sono:

1- solaio di copertura:

- laterocemento 16.5+4 cm:	255 daN/m^2
- manto fibrocemento:	15
- intonaco:	20
	-----
	290 daN/m^2

I carichi accidentali sono:

2- accidentale per neve: alla quota 480 m s.l.m., in zona II (Liguria), con:
C_E = coefficiente per esposizione = 1
C_t = coefficiente termico = 1
μ = coefficiente di copertura = 0.8
- $q_{sk}=1.35*[1+(a_s/602)^2] = 0.85*[1+(480/481)^2] = 1.99$ kN/m^2
- sovraccarico: $q = \mu*q_{sk}*C_E*C_t = 0.8*199*1*1 = 160$ daN/m^2

3- accidentale per vento:
c_e = coefficiente per esposizione, zona 7, $z<z_{min}$ = 1.75
c_p = coefficiente per forma = 0.8
c_d = coefficiente dinamico = 0.9 (da tabelle specialistiche)
v = velocità di riferimento = 28 m/s, da tabella NCT
q_0 = pressione nominale = $\frac{1}{2}*\rho*v^2 = 0.5*1.25*28^2 = 49$ daN/m^2
p = pressione = $q_0*c_e*c_p*c_d = 49*1.75*0.8*0.9 = 62$ daN/m^2

SOLLECITAZIONI SISMICHE

I dati per l'azione sismica sono i seguenti, data l'ubicazione dell'immobile in comune di Borzonasca, con le coordinate sopra indicate e tenendo conto della situazione geologica del terreno:

- categoria sottosuolo: E, data la presenza di roccia con $V_S > 600$ m/s, al di sotto di uno strato misto di argilla e ghiaie spesso da 5 a 15 m

- categoria topografica: T1, per cui $S_T = 1.0$
- q = coefficiente di struttura, a 1 piano = $q_0*\alpha_0/\alpha_1 = 2*1.3 = 2.6$ (da C.8.7.1.2 e NTC 7.8.1.3)

L'edificio appartiene alla classe d'uso I (coefficiente d'uso $C_U = 1.0$).

Gli spettri di risposta sono allegati per lo Stato Limite Vita SLV.

Si verifica che il periodo T_C è > di T_1. Il valore di $S_d(T) = 0.216*g$ viene applicato con riferimento a T = 0, a vantaggio della sicurezza.

La combinazione per l'azione sismica è:

$$G_1+G_2+E+\Sigma_j\psi_{2j}*Q_{kj} = G_1+G_2+E+0*Q_{kj} = 290 \text{ daN/m}^2$$

poiché ψ_{2j} = coefficiente per il sovraccarico dovuto alla neve = 0, per quote inferiori a 1000 m come nel caso (quota dell'edificio 480 m s.l.m.).

L'entità delle sollecitazioni sulla struttura a seguito di evento sismico sono ricavate mediante programma in BASIC, redatto e testato più volte dallo scrivente. Il programma segue la analisi lineare statica secondo le NTC (7.3.3.2), data la semplicità della struttura sotto esame.

I dati di ingresso del programma sono:
- coordinate in x e y (direzioni principali) della sezione orizzontale dei setti murari (riga 100)
- altezza dei setti (riga 50)
- caratteri del materiale dei setti (riga 30)
- carichi sui setti (riga 40)
- azione sismica (riga 15)

La forza orizzontale da applicare alle masse della costruzione W_i è calcolato con 7.3.6 delle NTC ed è ottenuto dal programma:

$$F_i = S_d(T_1)*W*\lambda*z_i*W_i/(g*\Sigma_J z_J*W_J) \qquad (1)$$

dove: W = peso totale della costruzione: nel programma W(1) o W
W_i e W_j = pesi delle varie masse i e j
z_i e z_j = quota sulla fondazione delle masse sopraddette
λ = coefficiente di costruzione = 1 nel caso
g = accelerazione di gravità = 9.81 m/s^2.

Il programma di calcolo si sviluppa come segue:

a- inserimento delle coordinate geometriche x e y degli estremi dei setti murari, con calcolo

dei loro baricentri e delle aree A_i delle sezioni, tenendo conto delle aperture;
b- inserimento dei carichi gravanti dalla struttura soprastante (tetto e gronde);
c- calcolo della pressione media di compressione N_i alla base dei setti i, con la formula:

$$N_i = P_i/A_i$$

dove P_i è il carico somma del carico gravante dal soffitto e del peso della muratura del setto;
d- calcolo della forza sismica orizzontale sull'impalcato di soffitto, con la formula (1) sopra indicata riferita all'intera costruzione;
e- calcolo dei baricentro delle masse e delle rigidezze;
f- calcolo dello spostamento in fase elastica e in fase ultima per la sollecitazione sismica. Il programma trova il setto con lo spostamento elastico più basso, quindi la reazione dell'impalcato per tale deformazione; successivamente utilizzando l'eccentricità tra centro delle masse e quello delle rigidezze calcola la rotazione del solaio e lo spostamento ultimo compatibile;
g- suddivisione della forza sismica F_{tot} nelle due direzioni principali x e y nelle forze sismiche F_i sui setti i in funzione della loro rigidezza K_i, con le formule:

$F_i = F_{tot}*K_i/\Sigma_i K_i +/- F_{tot}*e*K_i*x_i/(\Sigma_i K_i*y_i^2+\Sigma_i K_k*x_k^2)$ nella direzione del piano dei setti

$F_i = F_{tot}*e*K_k*y_k/(\Sigma_i K_i*x_i^2+\Sigma_i K_k*y_k^2)$ in direzione ortogonale

dove: K_i = rigidezza del setto i nella direzione del piano
K_k = rigidezza del setto i nella direzione perpendicolare al piano
x_i = ordinata del baricentro del setto i
y_k = ordinata del baricentro del setto i
e = distanza ortogonale tra centro delle rigidezze e centro di massa

k- stampa delle tabelle dei risultati.

Il programma viene allegato in copia.

I risultati ottenuti sono riportati nelle tabelle di stampa di uscita.

VERIFICA DI STRUTTURE

Le verifiche strutturali sono le seguenti.

A- Solaio di tetto, laterocemento 16.5+4, luce massima di 5.2 m con gronda di 0.5 m:

SLE: combinazione di carico: G+Q
- carico: G = carico 1: 290 daN/m^2
Q = carico 2: 160
---
q = 450 daN/m^2

M = momento flettente massimo = $q*l^2/10 = 450*5.2^2/10 = 1217$ daN.m/m
V = taglio agli appoggi = $q*l/2 = 450*5.2/2 = 1170$ daN/m

Da Manuale RDB per solaio 16.5+4, armatura 6:
$M_{amm} = 2723$ daN.m > 1217
$V_{amm} = 2550$ daN > 1170

SLU: combinazione di carico fondamentale: $\gamma_G*G+\gamma_Q*Q$

q = 1.3*290+1.5*160 = 617 daN/m
M = momento flettente massimo = $q*l^2/10 = 617*5.2^2/10 = 1668$ daN.m/m
V = taglio agli appoggi = q*l/2 = 617*5.2/2 = 1604 daN/m

rientranti nei limiti sopra indicati per il solaio.

B- Murature. La sollecitazione verticale sui singoli conci risulta molto bassa. Come si verifica dalla Tabella dei setti murari, la compressione massima non supera 3.27 daN/cm^2 (setto 10) assai inferiore alla f_m (resistenza) della muratura (44 daN/cm^2).

C- Azione del vento. La spinta massima S sulla parete di maggiore dimensione fuori terra, applicata a metà altezza è pari a:

S = m(19.5*4.5)*62 daN/m^2 = 5440 daN,

inferiore alla spinta in sommità dei muri per azione sismica, pari a 32503 daN.

D- Azione sismica. Il sottosuolo, come da Relazione Geologica allegata, è determinato al tipo E, categoria T1.

Il periodo di vibrazione T_1 del portico è calcolabile in $T_1 = C*h^{0.75} = 0.050*4.5^{0.75} = 0.154$ s.

Il suo fattore di struttura è calcolato secondo NTC, 7.8.1, con $q = q_0*K = 2*\alpha_u/\alpha_1*1 = 2.6$, essendo K = 1 e $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ per costruzioni a 1 piano.

Dell'Allegato di calcolo, allo stato limite SLV si ricavano:
$a_g = 0.120*g$
$F_0 = 2.451$
$T_C = 0.666$ s

Data la semplicità della struttura si calcolano le sollecitazioni derivanti dal sisma con analisi lineare statica sotto condizione di carico G+E con il programma unito alla presente. Dalle tabelle di uscita risultano:

H = forza orizzontale per sisma allo SLV = 32503 daN
Rx = resistenza all'azione orizzontale in x in campo elastico = 130913 daN
Ry = resistenza all'azione orizzontale in y in campo elastico = 173146 daN
A = area della sezione resistente in base = 15.19 m^2
W = peso totale alla base della costruzione = 150478 daN
σ = pressione massima sulla muratura di pietra in base = 3.27 daN/cm^2

Si verifica quindi che la struttura è in grado di reggere largamente alle sollecitazioni previste dall'azione sismica.

Anche la verifica dei setti alle azioni nel piano e fuori piano sono positive (v. Tabella).

La pressione media di compressione σ_{cEd} alla base del setto più sollecitato
$\sigma_{cEd} = 3.27$ daN/cm^2
è di valore trascurabile rispetto a $f_m = 44$ daN/cm^2.

Altre verifiche sono superflue.

VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono costituite da una platea di cemento armato spessa almeno 25 cm.

Per la verifica delle fondazioni si considera il carico medio sullo sviluppo delle murature, sommando quindi il peso proprio delle murature del vano sotterraneo e il carico per neve. Tale carico, a vantaggio della sicurezza viene considerato suddiviso su una striscia larga 1 m.

- peso totale dell'edificio: da programma: P = 150478 daN con sviluppo delle murature: L = 2*m 19.5 + 2*m 6.9 + m 4.8 = m 57.6
- carico lineare: p = P/L = 150478/57.6 = 2.613 daN/m
- peso sotterraneo: [(2*7.6+2*10.3)*0.35*2.8+(10.3*6.9*0.25)]*2500 daN/m^3 = = 132129 daN; carico lineare: 132129/(2*10.3+2*7.6) = 3.691 daN/m
- peso fondazione: m (1*0.25)*2500 daN/m^3 = 625 daN/m
- carico per neve: [(12*8.60+6.5*5.8)*160 daN/m^2]/57.6 = 331 daN/m

p = 7.260 daN/m

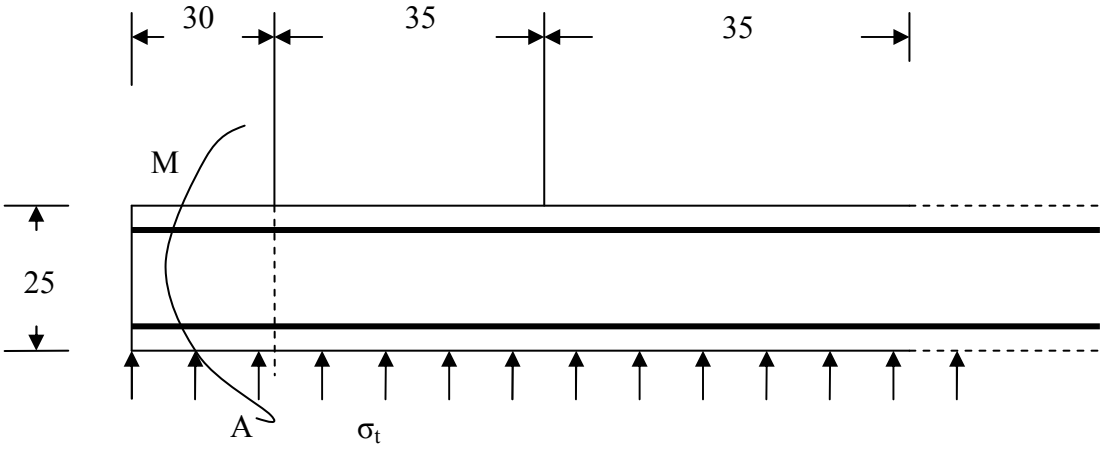
La sollecitazione media σ_t sul terreno risulta quindi molto modesta:

$$\sigma_t = p/(100*100) = 7260/10000 = 0.726 \text{ daN/cm}^2$$

del tutto compatibile con le caratteristiche morfologiche del sottosuolo che presenta una portanza non inferiore a 1.5 daN/cm^2.

PLATEA DI FONDAZIONE

La platea con spessore h = 25 cm ha armatura di doppia rete elettrosaldata Φ8 - 20x20, pari alla sezione di acciaio A_f = 2.51 cm^2/m.



Il momento massimo M nella sezione A sulla striscia larga 1 m vale:

$$M = -q*l^2/2 = -7260 \text{ daN/m}^2*0.3^2/2 = -327 \text{ daN.m/m}$$

che allo SLU vale $M*\gamma = 327*1.5 = 490$ daN.m/m = M_{Ed}

Il momento resistente ultimo è M_{Rd} = 2126.7 con A_f = 2.51 cm^2, maggiore di M_{Ed}.

L'azione tagliante sulla platea è data da V = 7260 daN/m, sviluppata lungo il contorno di 2*25 = 50 cm, pari al taglio τ = V/(100*50) = 7260/5000 = 1.45 daN/cm^2, sopportabile con ampio margine dal cls., anche non armato (< 4).

MECCANISMI LOCALI

Non esistono elementi di particolare vulnerabilità (comignoli, elementi aggettanti, ecc.).

Anche le pareti murarie presentano resistenza al sisma elevata: tutta la struttura è in grado di opporsi all'azione sismica di progetto, largamente, anche solo in fase elastica.

CONCLUSIONI

Dall'esame effettuato possono essere dedotte le seguenti considerazioni.

1- L'edificio riveste caratteri di ottima risposta all'azione del sisma, risultando tutti i setti murari capaci di resistere alle sollecitazioni orizzontali dovute all'azione sismica prevedibile per lo Stato Limite Vita, come si ricava dalle Tabelle di Verifica, sia in direzione x, sia in direzione y.

2- Il solaio di copertura di nuova costruzione risulta corrispondente a quanto prescritto dalle NTC.

3- La fondazione risulta capace di sostenere ampiamente il carico previsto;

4- Altre calcolazioni di verifica danno risultati favorevoli.

Deriva quindi che l'edificio destinato a centrale idroelettrica sotto esame è conforme alle norme NTC.

Bobbio, 25 giugno 2012

Il tecnico
(dr.ing. Aldo Galleti)