

3 DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO

3.1 DESCRIZIONE DELL'AREA DEL BACINO IMBRIFERO

3.1.1 MORFOLOGIA DEL BACINO IMBRIFERO

Il bacino imbrifero⁴⁶ del lago artificiale di Muro Lucano è quello del fiume S. Pietro ed occupa la maggior parte di quello del fiume Pascone, un affluente del fiume di Muro che sfocia nel fiume Bianco.

Ad est, nella parte meridionale, si trova il bacino imbrifero degli altri affluenti del fiume Pascone, invece, nella parte settentrionale, vi è il bacino imbrifero del Torrente Bradano, un affluente del fiume di Atella, che si riversa nell'Ofanto.

A settentrione vi sono parecchi bacini imbriferi degli affluenti dell'Ofanto, fra cui quello di R. Picocchia è il più notevole.

Ad ovest si trova il bacino imbrifero del fiume Temede, cioè il corso superiore del Sele.

A meriggio vi è il bacino imbrifero del fiume Malta, ossia il corso superiore del fiume di Muro.

Il bacino imbrifero di S. Pietro, essendo così limitato dagli altri, presenta pressappoco una configurazione triangolare: il lato orientale si configura con una linea quasi diritta, che va da nord a sud; il confine settentrionale va da N 70° E a S 70° O, con una linea molto semplice, mentre il limite meridionale presenta una curva di arco che va da S 60° O a N 60° E, di cui la parte concava va verso il centro del bacino.

Il bacino copre un'area di 34,25 Km. quadrati, essendo la lunghezza del perimetro di 27 Km., la distanza da est ed ovest di 7 Km. e quella da nord a sud di 5 Km.

3.1.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL BACINO DEL LAGO ARTIFICIALE

Analizzando le caratteristiche dell'area di invaso, partendo dai calcari, di colore grigio e dalla conformazione molto compatta; essi si trovano nella parte inferiore del lago, lungo i versanti lateralmente alla diga.

⁴⁶ Il territorio che raccoglie le acque di precipitazione e le fa confluire in un reticolo idrografico.



Fig.1. Massiccio calcareo in prossimità del corpo diga.
(Archivio Privato A. Nardiello)

La stratificazione è diretta, nella parte vicino alla diga, N 75° E, e con inclinazione 65° SE. In questa massa calcarea si trovano molte fratture.

Le arenarie sono collocate sia nella parte inferiore (meridionale) del lago che in quella settentrionale (in prevalenza).

Di colore bruno sono, talvolta, di carattere conglomeratico e talvolta di carattere molto fine ma, essendo sempre dure e compatte, si possono trattare praticamente come rocce impermeabili.

Stratigraficamente esse sono discordanti sui calcari, e la direzione stratigrafica è molto variabile; per esempio, nella parte inferiore (meridionale) del lago, essa è N 60° W, con inclinazione molto ripida verso sud-ovest.

Nella parte superiore (settentrionale), invece, essa varia fra N 60° E e EW e forma una sinclinale. In questa massa delle arenarie si trovano anche fratture: una notevole frattura, diretta NS, si trova nella parte inferiore (meridionale) del lago, a NW della diga.



Fig. 2. Sponda settentrionale dell'invaso, sinclinale arenaceo.
(Archivio Privato A. Nardiello)

Le argille sono soprastanti alle arenarie e, nella parte inferiore (meridionale) del lago, esse coprono le arenarie. Esse non indicano chiaramente la stratificazione ma, nella parte superiore (settentrionale) del lago, formano probabilmente una sinclinale con l'asse in direzione NE, precisamente come le arenarie sottostanti. L'inclinazione degli strati varia fra 20°-80°; fra questa massa argillosa si trovano molti blocchi e masse di calcare. La stratificazione di questi calcari varia molto: nella parte dell'estremità settentrionale del lago essa pende verso nord-ovest, con debole inclinazione; in altre parti, invece, inclina talvolta verso ovest di 25°, talvolta verso sud-est, quasi verticalmente. Così è molto difficile dire se siano masse continue o non siano continue; quindi la formazione di queste masse calcaree non si rivela chiara se sia contemporanea con l'argilla, o anteriore ad essa, e vi si trovi ora sotto forma di scogli o blocchi erratici.

Oltre a questi materiali, lungo i corsi della valle principale e degli affluenti, si sono depositati i terreni argillosi recenti, come si vede nella carta geologica del lago. Sulla tettonica del territorio, non possiamo dire dove esistono le linee di dislocazione, però si osserva che i confini fra la massa calcarea e quella dell'arenaria, e fra le arenarie e le argille vanno sempre nella stessa direzione, da nord-ovest a sud-est, delle dislocazioni predominanti nel territorio. Anche la maggior parte delle stratificazioni ha la stessa direzione.⁴⁷ Così, sommariamente possiamo dire che il territorio del lago è situato in una regione di dislocazione, di cui l'asse va da nord-ovest a sud-est. Secondo questo asse, gli strati si sono piegati e spaccati, cosicché i corsi dell'acqua, o meglio il sistema idrografico si è sviluppato nella stessa direzione, cioè parallelamente a quest'asse. Per facilitare il lavoro di costruzione della diga, si è preferita una gola stretta nel corso del fiume. La gola, nel corso del fiume S. Pietro, si trova là dove l'acqua taglia la massa calcarea. L'entrata di questa gola forma una strettissima valle, più di 50 m. profonda, le cui due pareti presentano una inclinazione quasi verticale. Quindi, per sostenere l'acqua del lago, che ha una superficie di mezzo chilometro quadrato, bastò costruire una diga alta 50 m. e larga. 20 m. in media. Il fiume ha scavato questa gola, proprio nel fianco della massa calcarea, malgrado esista nella parte settentrionale di essa una zona di argille, di più facile passaggio per le acque. Simili formazioni di gole, nelle masse più compatte, si trovano in altre parti della Terra, e le motivazioni di tale fenomeno sono tutte simili. Al principio, il corso del fiume era alto più di 100 metri sul corso attuale. L'acqua del fiume ha tagliato molto profondamente il suo corso fra le argille, che meno resistono all'erosione, rispetto alla massa calcarea, che è molto più resistente. Questa erosione è progredita a tal punto che il corso del fiume è passato nella massa calcarea. Nel corso della formazione di questa valle stretta, parecchie tracce morfologiche sono rimaste lungo il corso del fiume: si trovano delle terrazze al livello di 580 m. di altezza, nella parte meridionale del lago, che indicano l'antico fondo del fiume. Un altro esempio, che indica la fase antica nella storia della formazioni geologica, è un monticello conico di accerchiamento, che rimane come una piccola isoletta nel lago artificiale. Oggi si vedono, sulla cima di questa isoletta, gli antichi ciottoli del fiume, a dimostrazione che il corso del fiume passava all'altezza della cima dell'isoletta.

⁴⁷ Quanto detto è ampiamente confermato dalla carta litologica, dove sono evidenziate le faglie principali.



Fig. 3. Isoletta al centro del lago. (*Archivio Privato A. Nardiello*)

3.2 DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DELL'IMPIANTO

3.2.1 LA DIGA

La diga fu realizzata con getti orizzontali di cemento Portland artificiale in cassature lignee, risulta sprovvista di sistema drenante e giunti di dilatazione. L'invaso si considera di grandi dimensioni, in base a considerazioni circa la volumetria invasabile e le dimensioni del corpo diga. Infatti, l'altezza da terra al coronamento, sia attuale che di progetto, supera i 15 m ed il suo volume di vaso, pari a circa 8.000.000 di metri cubi (ragionevolmente ridotti allo stato attuale), supera il limite di un milione. Per completare la valutazione circa la catalogazione dell'invaso deve considerarsi la portata ed il salto, che sono inerenti alla produzione energetica. La portata massima assicurabile ad oggi si aggirerebbe intorno a 10 m³/s (presumibilmente anche in passato si attestava su valori simili), classificata come media, come il salto lordo, pari a 173,70 m, considerato similmente di media caduta. Quanto detto è normato dalla giurisdizione italiana in vari decreti, tra cui il D.L. 8-agosto-1998, n°507.

Per quanto concerne le considerazioni meramente tecnico-progettuali, essa si definisce a volta unica, o ad arco, in quanto gli sforzi vengono trasmessi principalmente alle sponde di valle.

Con essi, cioè, si tende a conseguire la stabilità con la forma della struttura, anziché col peso. Si deve considerare che quanto più il corpo è sottile, tanto più s'intende compatibile con le esigenze della statica.

Questa tipologia di infrastruttura si adatta alla perfezione se lo sbarramento viene a realizzarsi in gole montane, aventi una larghezza in sommità fino a 3 o anche 4 volte l'altezza sull'alveo.

Essa presenta un maggiore sviluppo planimetrico in confronto ad una diga a gravità. Il profilo più snello, inoltre, comporta minori valori di scavo e di muratura. Le dighe posso essere suddivise: in tracimabili o insommergibili, come nel caso in questione. A prescindere, sono strutture che offrono larghi margini di sicurezza: per esse non si lamenta alcun disastro. Il buon comportamento è stato constatato su dighe come la nostra, sottoposte ad azioni sismiche violente ed improvvise o come quella del Corfino, che si trovò nell'epicentro del moto sismico della Garfagnana (settembre 1920), rimanendo indenne.⁴⁸

La volta dello sbarramento, fu realizzata per getti di conglomerato cementizio orizzontali, in strati elementari. Ognuno di questi prende il nome di anello di volta o semplicemente anello. Gli anelli hanno direttrice circolare e sono a spessore crescente dalla chiave alle imposte.

Ogni anello è individuato dallo spessore s (variabile), dal raggio r dell'asse geometrico (costante) e dall'angolo al centro a (variabile).

Il rapporto r/s , fra raggio e spessore si definisce indice di snellezza dell'anello, in quanto fornisce un'idea della snellezza dell'arco, e quindi della sua attitudine a comportarsi come tale. Siccome lo spessore è variabile, anche tale rapporto varia lungo l'arco e si può fare riferimento al suo valore medio. Il pieno funzionamento ad arco si ritiene assicurato per valori di r/s superiori a 4-5 ed aperture angolari maggiori di 90° .

A parità di rapporto r/s la cedevolezza dell'arco cresce con l'ampiezza angolare. La diga di Muro ha un'apertura maggiore di 90° e rapporti $r/s < 4$ (per gli anelli reagenti); la struttura tende a lavorare come trave tanto più quanto minore è il valore di r/s . Il grado di snellezza degli anelli decresce dalla sommità al piede ove, talvolta, l'arco si trasforma in cuneo (questa parte dicesi tampone). Possiamo anche immaginare la volta divisa con piani verticali radiali in una serie di tronchi assimilabili a mensole incastrate alla base. La nostra diga, essendo simmetrica rispetto al piano verticale di mezzeria della volta, ha una mensola che passa per i vertici di tutti gli anelli; il suo profilo costituisce la sezione maestra, che è la sezione di massima altezza. Il rapporto b/h fra lo spessore b della base e l'altezza h

⁴⁸ Andrea Filippo Saba, *Angelo Omodeo*, Mursilio, Venezia, 1996, p.142

della mensola maestra può essere definito indice di snellezza della mensola, in quanto dà un'idea dell'esilità dell'intera volta. A questo aggiungiamo un'ennesima classificazione in base alla snellezza, che vede definita la nostra come “*a volta spessa*”, infatti il suo rapporto b/h è pari a 0,31.

La nostra diga è *a raggio costante*, in quanto il paramento di monte appartiene ad una superficie cilindrica a generatrici verticali e quindi il luogo dei centri di curva dei vari anelli è un segmento verticale.

Questo tipo di infrastruttura è poco adatto alla gola calcarea in cui è collocato, vista la sua conformazione a “V”. Infatti, gli anelli più sollecitati, quelli in mezzo al corpo, hanno uno spessore molto minore rispetto a quelli alla base, dove il carico idrostatico viene ripartito più efficacemente sulle sponde di roccia, molto vicine.⁴⁹ Ad inizio '900, però, le dighe a raggio variabile non venivano costruite, si aveva una scarsa conoscenza del loro comportamento pratico.

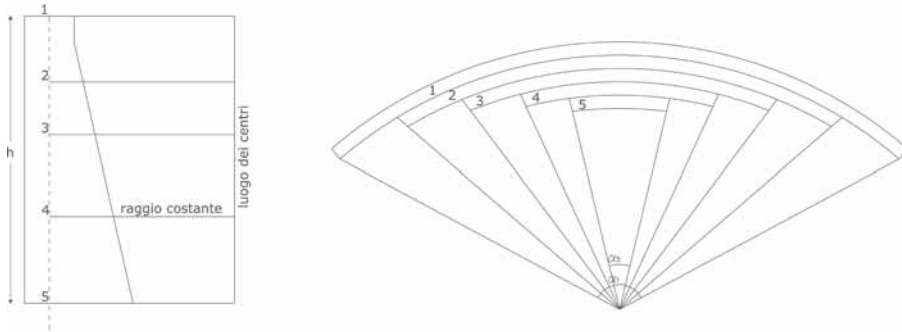


Fig. 1. Diga a raggio costante. (Elaborazione A. Nardiello)

⁴⁹ Felice Contessini, *Dighe e Traverse, progetto e costruzione*, Libreria editrice Politecnica C.Tamburrini, Milano, 1953, da p. 228 a p. 234

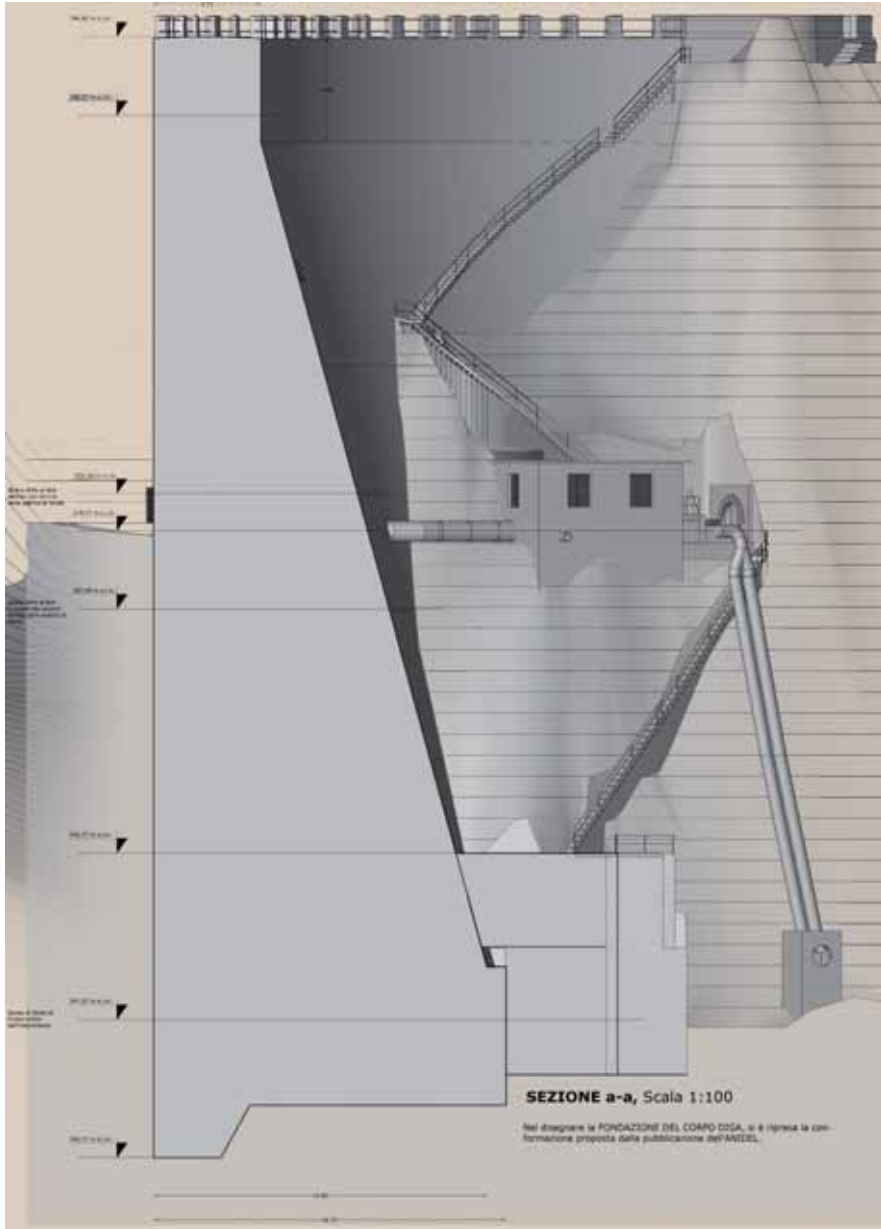


Fig. 2. Sezione del corpo diga. (Elaborazione A. Nardiello).

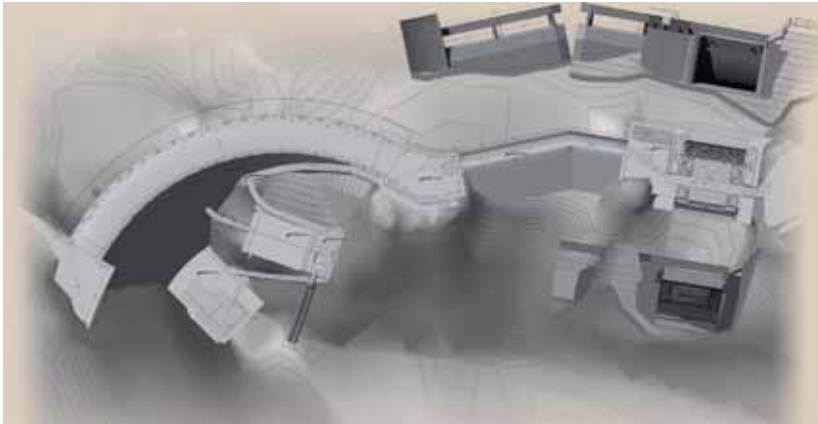


Fig. 3. Pianta diga e sfioratore. (*Elaborazione A. Nardiello*)

3.2.2 VALUTAZIONI SULLA STATICA DELL'OPERA

A prescindere dalla tipologia, una diga arcuata reagisce sempre alle forze che la sollecitano come una struttura tridimensionale: lo comprovano concordemente le numerose esperienze su modelli e dal vero. Si tratta, in effetti, di un elemento curvo di spessore variabile, con superficie perimetrale vincolata e con il lembo superiore libero; perciò ci si trova in presenza di un caso di elasticità molto complesso ed anche, nelle ipotesi più semplici possibili, l'analisi teorica del comportamento statico si arresta di fronte a difficoltà analitiche molto gravi.

La letteratura scientifica, nel corso degli anni, si è arricchita di studi pregevoli che trattano l'argomento, ma all'epoca della realizzazione dell'opera non esisteva una soluzione sufficientemente pratica, generale e rigorosa del problema della diga arcuata, considerata come struttura spaziale elastica e monolitica. Ne segue che i metodi di calcolo utilizzati erano in un certo senso convenzionali, perchè si basavano su ipotesi non strettamente conformi alla realtà e oggi potrebbero essere accettati solo come mezzi per la ricerca empirica di un limite superiore delle tensioni.

Ci limiteremo ad esporre alcune considerazioni, più che altro di ordine generale, sui metodi di calcolo presumibilmente utilizzati.

Giova avvertire che, per le strutture esili, i calcoli necessari alla soluzione dei casi reali possono essere semplici e rapidi, restando attendibile l'individuazione del regime elastico della diga; nel caso di strutture a forte spessore,

invece, qualunque sia il metodo, il complesso delle elaborazioni numeriche risulta di ragguardevole entità.

La diga fu dimensionata in base alla semplice formula del cilindro e verificata per anelli elastici orizzontali, sovrapposti, indipendenti ed incastrati all'estremità.⁵⁰

Gli sforzi di compressione risultarono inferiori a 10 kg/cm^2 , e quelli di trazione contenuti entro $2-3 \text{ kg/cm}^2$. Dati gli elevati spessori del paramento furono considerate trascurabili le sollecitazioni termiche.

Calcolo per anelli elastici indipendenti:

Il procedimento di calcolo per anelli elastici indipendenti suddivide idealmente la volta in un numero finito di archi orizzontali, che si considerano soggetti alla pressione idrostatica uniforme sull'estradosso e che si ritengono perfettamente incastrati ai due estremi nelle sponde rocciose della stretta e non reagenti in alcun modo l'uno sull'altro.

La verifica di stabilità della diga si riduce così a risolvere, tante volte quanti sono gli archi ideali orizzontali, il problema dell'arco incastrato agli estremi, il cui grado di iperstaticità, grazie alla simmetria tipica di questa applicazione, si riduce a due. Le soluzioni che si sviluppano di solito sono basate sulle ipotesi della perfetta elasticità dell'arco e della indeformabilità delle spalle, ed uno qualunque dei numerosi procedimenti che la Scienza delle Costruzioni suggerisce per il calcolo degli archi iperstatici può essere adoperato per risolvere il problema così delimitato.

Ricordiamo che il calcolo elastico dà risultati prossimi a quelli sperimentali per archi aventi rapporti medi di snellezza pari a 3 ed aperture angolari notevoli, cioè un caso totalmente dissimile dal nostro.

Diminuendo tale apertura, si è constatato che il calcolo porta in genere a tensioni maggiori sull'estradosso d'imposta, lievemente inferiori all'estradosso, sia in chiave che all'imposta, con accordi sempre migliori quanto più alto è il valore medio di snellezza.

Per archi massicci e di piccola apertura angolare, solo un approccio empirico può dare risultati attendibili.

Né il calcolo elastico, né tanto meno quello semplicistico basato sull'ipotesi di assimilare tali strutture ad elementi o settori di anelli, rispondono neppure approssimativamente al vero.

⁵⁰ *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, ANIDEL, Roma, 1951, p.3.

Oggi, grazie alla tecnologia dei software di calcolo strutturale, si sono sviluppati modelli matematici che permettono, con la realizzazione di modelli tridimensionali dell'infrastruttura, di simularne il comportamento e di quantificare gli sforzi in atto.

Modelli lineari o non lineari di simulazione numerica del sistema diga - fondazioni - bacino, sono generalmente sviluppati per i seguenti scopi:

- a) ottimizzare la progettazione di nuove dighe;
- b) confrontare i risultati del sistema di monitoraggio installato nelle dighe esistenti con i valori teorici calcolati, al fine di evidenziare in tempi rapidi ogni manifestazione di comportamento anomalo (modelli previsionali di controllo);
- c) interpretare i dati di campo in dighe strumentate, al fine di comprendere il comportamento osservato e investigare sui meccanismi di degrado o di danno (modelli di diagnostica strutturale);
- d) predire la stabilità strutturale e identificare possibili meccanismi di rottura, sotto condizioni di carico normale o per scenari di carico estremi, quali piene e terremoti (modelli per analisi di scenari);
- e) orientare e ottimizzare gli interventi di ripristino strutturale.

Queste metodologie sono attuabili sia per oggetti esistenti, che in fase di progettazione; la maggiore differenza tra i due casi consiste nel fatto che, per le nuove dighe, i modelli numerici non possono essere calibrati, in quanto la struttura non è ancora esistente.

Al contrario, per una diga esistente, si può eseguire una identificazione dei parametri del modello, attraverso procedure di back-analysis per confronto, con le misure rilevate sull'opera, allo scopo di calibrare il modello da adottare nelle analisi.

Questa metodologia, applicata ad un'infrastruttura come quella oggetto dello studio, ha dato dei risultati rassicuranti.

La valutazione degli sforzi, associati ai carichi sismici (pseudostatici), fa riferimento ad uno schema 3-D, ad elementi finiti della diga e di una opportuna porzione di fondazione per il calcolo delle sollecitazioni, attraverso un'analisi lineare. Questo schema permette di tenere conto dei reali contributi di rigidezza dell'opera nei confronti dei carichi analizzati (in particolare della componente spalla-spalla dell'azione sismica).

Riscontrato che il comportamento resistente d'insieme, risultante dall'analisi sismica 3-D, conferma il ruolo predominante del meccanismo

resistente degli archi nella risposta della struttura ai carichi sismici, gli sforzi globali per la verifica di resistenza vengono ottenuti combinando gli sforzi massimi negli archi dovuti ai carichi statici (già determinati in fase di Progetto e Collaudo) con i corrispondenti sforzi indotti dai carichi sismici. Gli incrementi di sforzo, dovuti ai carichi sismici, sono in generale modesti rispetto agli sforzi dovuti ai carichi statici e, tenendo anche conto degli incrementi degli sforzi ammissibili, previsti dalle Norme per le verifiche nei riguardi dei carichi sismici, si riscontra in generale una sostanziale ammissibilità degli sforzi totali calcolati.

Il criterio, che si potrebbe definire ibrido, in quanto fa riferimento a schemi di calcolo differenti per valutare l'effetto dei carichi statici (i criteri adottati in fase di progetto: archi indipendenti, Ritter, formule analitiche, ecc.) e dei carichi sismici (analisi pseudo-statica lineare 3-D ad elementi finiti), riveste un carattere di metodo semplificato, coerente con i criteri che hanno ispirato la normativa vigente che, è bene ricordarlo, è indirizzata al progetto di nuove opere piuttosto che alla verifica delle dighe esistenti.

Possiamo concludere dicendo che i modelli matematici non sono da intendersi come sostitutivi dei metodi di calcolo tradizionali, ma piuttosto come strumenti dotati di specifiche potenzialità, in grado di consentire analisi più approfondite e complete.

In genere, infatti, l'ingegnere esperto utilizza simulazioni numeriche, partendo da quelle più semplici fino a quelle più complesse, per operare un approfondimento graduale dell'analisi (gerarchia di modelli).

La gradualità è legata sia alle fasi di vita dell'opera (progetto preliminare, progetto esecutivo, fasi costruttive, invasi sperimentali, esercizio, decommissioning), sia alla completezza dei dati disponibili (nel senso che modelli complessi sono giustificati in presenza di sufficiente completezza dei dati coerenti con il problema da analizzare).

Non unicità del modello matematico:

Differenti modelli devono essere utilizzati per studiare differenti fenomeni. Ciò significa che essi possono descrivere il comportamento di alcune particolari (parziali) risposte dell'opera alle variazioni delle azioni esterne. Anche per uno stesso scenario di carico, il modello da adottare deve essere dipendente dagli obiettivi dell'analisi stessa.

3.2.3 LE VERIFICHE STATICHE EFFETTUATE NELL'AMBITO DEI PROGETTI DI RIQUALIFICAZIONE DELLA DIGA, CONSIDERAZIONI.

L'impianto ha subito, nel corso degli anni, una serie di interventi di consolidamento ed impermeabilizzazione, ma un fattore aggravante, che necessita un approfondimento di valutazioni circa le problematiche di stabilità e durevolezza, è l'evento sismico di magnitudo 6,5 della scala Richter, che l'ha investita nel 1980, dopo il quale fu decisa la chiusura.

La confezione del cls è stata realizzata con 650 Kg di cemento PORTLAND ARTIFICIALE⁵¹ per 1 m³ di sabbia e 1.5 m³ di pietrisco. Non appare, dai dati in possesso, che sia stata studiata una curva di graduazione degli inerti, anche se la resistenza a compressione dei provini, a ventotto giorni di stagionatura, ha presentato dei buoni valori, superiori a 160 Kg/cm².

Il corpo diga non ha presentato problemi statici nel tempo, salvo la presenza di una fessura tra il corpo e la roccia in sponda destra, lungo l'estradosso. Detta fessura raggiungeva l'ampiezza di 1 mm per una lunghezza di circa 10 m, scomparendo a bacino pieno.

Fu dato incarico ad un laboratorio prove di Melfi di eseguire dei carotaggi sulla base del paramento a monte, per poter rilevare la resistenza a compressione del conglomerato cementizio.

Le carote, del diametro di 9,43 cm, presentarono dei valori di resistenza confrontabili con quelli ricavati nella fase di costruzione, anche se si rilevò la presenza di numerosi vuoti, dovuti chiaramente alla mancata vibrazione del cls. La mancanza di una curva di graduazione, la presenza di vuoti, una classe di inerti di diametro basso potrebbero far ritenere il cls di non buona qualità, il che contrasta con i valori di resistenza a compressione ottenuti sperimentalmente, cosa che potrebbe far dedurre che il rapporto A/C (acqua/cemento), utilizzato per la idratazione del cls, sia stato favorevolmente basso.

Si ottenne così un agglomerato a caratteristiche reologiche elevate, con una lavorabilità bassa, ma con la presenza di un legante di buona fattura, con valori contenuti dei vuoti capillari.

Lo studio condotto da un pool di professori del Politecnico di Bari, giunse alla conclusione che il cls del paramento avesse caratteristiche di resistenza a compressione complessivamente valide.

⁵¹ Come risulta dal ritrovamento di listini dei fornitori e raccomandate di accompagnamento alle forniture

Inoltre, per avvalorare quanto detto e per verificare la struttura dell'opera di sbarramento, gli ingegneri procedettero a implementare un modello agli elementi finiti (F.E.M.) di tipo tridimensionale, discretizzando la diga in elementi prismatici (secondo la metodologia esposta nel paragrafo precedente). Il modello presentò delle tensioni massime di valori non elevati, rientrando tra quelle desunte dalla normativa. Anche quelle ottenute contro il pulvino di sponda destra si rivelarono di bassa entità, il che potrebbe far ritenere buona la stabilità dell'ammasso roccioso calcareo di fondazione, che per le sue fessurazioni destò nel passato molte perplessità.

3.2.4 GLI SCARICHI

Consistono in uno scarico di superficie ed in due scarichi profondi, di cui uno sussidiario.

Scarico di superficie:

Consta di uno sfioratore in sponda sinistra, suddiviso in tre luci a libera tracimazione, sagomate secondo un profilo Creager - Scimemi, dello sviluppo complessivo di 21,30 m.

La quota della soglia è 590,45 m s.l.m.: con altezza massima prevista pari a mt 0,95.

Allo sfioratore è affiancata una luce, con soglia a q. 586,77 m s.l.m. dell'ampiezza di 8 m, intercettata da paratoia automatica a settore, a contrappesi, della ritenuta di 3,50 m.



Fig. 4. Scarico di superficie



Fig. 5. Paratoia a contrappeso

Per evitare che la lama fluente si distacchi dal paramento ed inneschi fenomeni di cavitazione ed, in genere, altri fenomeni legati alle depressioni, venne sagomato lo sbarramento in un andamento che ricorda molto quello di una lama che stramazza da una parete sottile.

Tale profilo matematicamente può essere esposto dalla formula:⁵²

$$\frac{y}{h_0} = 0,47 \cdot \left(\frac{x}{h_0} \right)^{1,80}$$



Fig. 6. Scarichi di superficie. (*Archivio Privato A. Nardiello*)

Scarico sussidiario:

Consiste in una derivazione dalla condotta forzata, a monte degli organi di intercettazione della condotta stessa, circa 10 mt a valle della diga. L'organo di intercettazione è formato da una saracinesca, dalla luce di passaggio di 0,40 mt di diametro.

⁵² LUIS I. GONZALES DE VALLEJO, *Geoingegneria*, Pearson, Milano, 2005, p. 363.



Fig. 7. Scarico sussidiario, opera di presa. (*Archivio Privato A. Nardiello*)

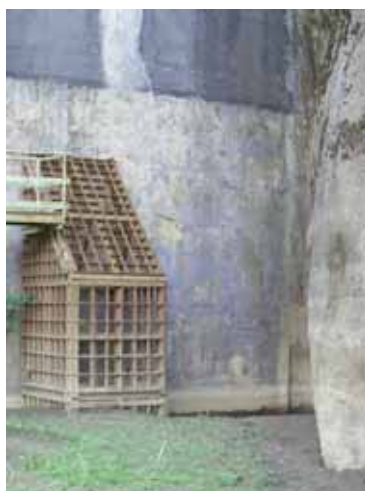


Fig. 8. Scarico di fondo. (*Archivio Privato A. Nardiello*)

Scarico di fondo:

È costituito da una tubazione in acciaio, del diametro di 1 mt, con asse a quota 525,00 m s.l.m., che attraversa la diga nel suo punto più profondo. In vista dei rapidi interrimenti del serbatoio, l'imbocco della tubazione è stato

rimodellato con un torrino addossato al paramento a monte, protetto da griglia orizzontale a cupola, installato nel 1944; la luce superiore è a quota 540,70 mt. L'intercettazione è effettuata da una saracinesca del diametro di 0,60 mt e da una valvola a farfalla del diametro di 0,40 mt in serie.

Il comando è manuale ed elettrico, effettuato da apposita camera di manovra e a distanza.

Gli organi originari, in seguito al danneggiamento durante la seconda guerra mondiale, furono sostituiti con nuovi.



Fig. 9. I due scarichi. (*Archivio Privato A. Nardiello*)

Sono schematicamente riportati⁵³ in seguito alcuni dati relativi alle portate sfiorate in corrispondenza sia dello scarico di superficie tracimabile in sponda sinistra, sia in corrispondenza dello sfioratore dotato di paratoie. Inoltre, alle varie quote di massimo(*) invaso e di massima regolazione(**) sono state valutate le portate defluenti attraverso lo scarico di fondo e lo scarico di emergenza.

⁵³ Studio di recupero degli ing. Carlo e Michele Viparelli, dell'università di Napoli, anni'70.

Scarico di superficie tracimabile

Quota della soglia	590.37 m s.l.m.
Portata massima*	27.90 m ³ /s

Sfioratore con paratoie manovrabili

Quota della soglia	586,83m s.l.m.
Portata massima*	84.80 m ³ /s
Portata massima**	73.40 m ³ /s

Scarico sussidiario

Quota della soglia	570.47 m s.l.m.
Portata massima*	13.90 m ³ /s
Portata massima**	13.80 m ³ /s

Scarico di fondo

Quota della soglia	570,70 m s.l.m.
Portata massima*	17.20 m ³ /s
Portata massima**	16.80 m ³ /s

Dalla scala⁵⁴ di deflusso, si evince che in origine le portate evacuabili erano di:

sfioratore (scarico di superficie)	40 m ³ /s
luce con paratoia (scarico di superficie)	105 m ³ /s
scarico sussidiario	2 m ³ /s
scarico di fondo	2 m ³ /s
Totale	149 m³/s

I Valori relativi allo scarico di fondo e sussidiario erano previsti inferiori a quelli di progetto, perchè vi era un bacino di riserva che andava ad immagazzinare l'acqua non evacuata.

A seguito della rinuncia alla concessione di derivazione da parte dell'Enel, il Provveditorato alle OO.PP. di Potenza ha imposto che la capacità di smaltimento degli scarichi di fondo e sussidiario fosse incrementata sino a 10 m³/s: questo obiettivo è garantito, tramite due tronchi di tubazione subverticali, che collegano il circuito di presa al fondo alveo di valle, posto a quota notevolmente inferiore.

⁵⁴ *Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani*, ANIDEL, Roma, 1951.

Si evidenzia che, per porre in sicurezza l'invaso, non bisognerebbe aumentare la quota di ritenuta, ma mantenere bassa la stessa e garantire l'efficienza dei dispositivi di scarico.

Infatti, in occasione di piene, i cui valori di portata sono all'incirca di 10 m³/s, il livello dell'invaso raggiunge spesso quota 578,3 m.s.l.m., molto al di sotto della quota di massimo vaso.

In queste condizioni la piena viene laminata e, quindi, si ha un'attenuazione della portata al colmo per le sezioni a valle dello sbarramento.

Se si valuta lo svuotamento dell'invaso secondo le leggi della foronomia a livello variabile, in quanto in questa fase il livello idrico nel serbatoio varia notevolmente e tale variazione non può essere trascurata, e si applicano le note formule di continuità e del deflusso:

$$\Delta W = Q \cdot \Delta t$$
$$Q = \mu \cdot \sigma \cdot \sqrt{2gh}$$

si ottiene un tempo di svuotamento dell'invaso intorno alle 60 ore.

Nel caso in cui si dovessero verificare condizioni di maggiore vaso gli organi di scarico risulterebbero assolutamente insufficienti ed i tempi di svuotamento all'incirca si raddoppierebbero.

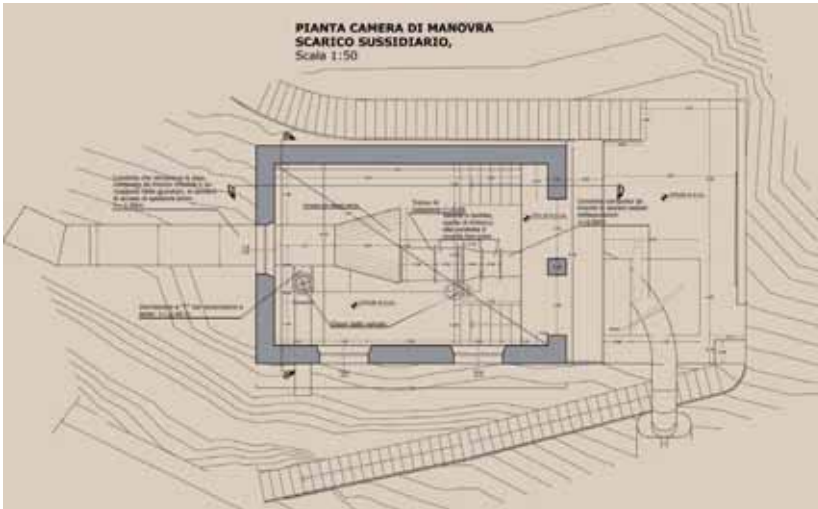


Fig. 12. Pianta camera di manovra scarico sussidiario-opera di presa.
(Elaborazione A. Nardiello)



Fig. 13. Sezione camera di manovra scarico sussidiario-opera di presa.
(Elaborazione A. Nardiello)

3.2.5 LA CENTRALE IDROELETTRICA

Con l'impianto di Acquoria (1891) e soprattutto quello di Paderno (1898), realizzato dall'ingegnere Guido Semenza, si definisce la tipologia e la nozione architettonica di centrale idroelettrica. Il termine sottolinea che la produzione viene centralizzata e distribuita nelle quantità e nei momenti richiesti a più utilizzatori ubicati in luoghi diversi.

Prima del 1898 la situazione era completamente diversa: parcellizzazione degli impianti, diffusione di autoproduttori, dimensioni contenute, scarso ricorso a serbatoi e bacini idrici, utilizzazione, come sala macchine, di stabilimenti esistenti, utenze prossime all'impianto di produzione.

Con l'affermarsi di tecnologie più efficienti, sia nella produzione che nel trasporto dell'elettricità (con la sostituzione della corrente continua con quella alternata si sviluppano rapidamente le linee di trasmissione), il tipo architettonico della centrale assume una configurazione più definita. Per i primi decenni del Novecento lo schema distributivo si articola in due parti fondamentali: la prima è costituita dalla sala macchine, la seconda dalla stazione di trasformazione. Le dimensioni della prima sono condizionate dal numero delle turbine, che in qualche modo ne definiscono la lunghezza e la larghezza. L'installazione delle turbine idrauliche influenza, a sua volta, l'altezza della sala macchine. Lungo i suoi muri perimetrali maggiori viene infatti appoggiato un carro-ponte, per consentire un agevole sollevamento del macchinario.⁵⁵

La centrale di Muro è un esempio perfetto di quanto detto. Il corpo principale, coperto da un tetto a capanna a due falde notevolmente inclinate, costituiva la sala macchine ed ospitava il quadro comandi, mentre lo spazio adibito al controllo della produzione e della trasmissione era posto in affaccio sulla sala turbine, ma ad un livello sopraelevato.

⁵⁵ A.Melis, *Gli edifici per le industrie*, Torino 1953.



Impianto idroelettrico di Muro Lucano "La Centrale", (Catasto n. 173)

Fig. 14. La centrale con Muro Lucano sullo sfondo.
Archivio Centro Culturale Franco Italiano, Muro Lucano (PZ)



Fig. 15. La centrale e le condotte forzate.
Archivio Centro Culturale Franco Italiano, Muro Lucano (PZ)

La stazione di trasformazione, in cui erano alloggiati i trasformatori e le apparecchiature elettriche (conduttori, interruttori, barre, linee in partenza), era nello stesso corpo di fabbrica. Era tenuta separata dalla sala macchine per motivi di sicurezza (soprattutto per il pericolo di incendio dell'olio combustibile dei trasformatori), divisa da essa per mezzo di due vani, uno ospitante la scala di accesso al piano superiore e l'altro costituito da un ripostiglio. Le dimensioni della stazione di trasformazione e in particolare la sua altezza dipendono essenzialmente dalla tensione della corrente di esercizio. Nelle centrali l'altezza della stazione di trasformazione è in genere maggiore di quella della sala macchine.

Annesso al corpo principale vi era un casotto, che ospitava parte dell'attrezzatura ed era adibito ad officina. Negli anni '70 si realizzò, nei pressi della centrale, un nuovo edificio, che ospitò il nuovo sistema di distribuzione, utilizzato ancora oggi per questo scopo.

3.2.6 L'ARCHITETTURA DELLE CENTRALI E I PROGETTISTI

La breveriflessione sugli aspetti funzionali dell'involucro e dei macchinari può essere utile per meglio intendere le potenzialità d'intervento del progettista sulla parte edilizia, rispetto all'ambito impiantistico ed elettrotecnico (opere idrauliche, fondazioni, installazione dei macchinari,...).

Nella fase antecedente il primo conflitto mondiale, i ruoli dell'ingegnere e quelli dell'architetto erano del tutto scissi. La separazione tra l'opera progettuale dell'ingegnere e quella dell'architetto era definita dall'ordinamento stesso degli studi superiori. Nel periodo post-unitario, sul modello francese, la formazione dei progettisti avveniva nelle Scuole di Applicazione degli Ingegneri o nelle Accademie di Belle Arti. Mentre le prime conferivano il diploma di ingegnere architetto, le seconde quello di professore di disegno. Agli ingegneri era affidata, per legge, la responsabilità della progettazione e la costruzione degli edifici; agli architetti, provenienti dalle Accademie, era concesso, invece, solo di intervenire nel settore del restauro e della decorazione stilistica. Come noto, tale divisione di ruoli si ricompose in parte solo dopo il 1920, quando fu istituita la facoltà di Architettura. Lo schema distributivo della centrale era accettato meccanicamente e il progettista "civile" trattava l'edificio come un contenitore indipendente; una volta soddisfatte le esigenze di movimentazione e di sistemazione delle apparecchiature interne, l'involucro veniva ecletticamente risolto negli

stili più disparati. Tra le nuove funzioni produttive, le nuove tecnologie con la loro potente apertura verso il futuro, e l'architettura dell'involucro, ancorata alla continuità del linguaggio tradizionale, si stabilisce un rapporto di tensione, di conflitto, raramente di dialogo propositivo.

Per le società elettriche, la centrale era un edificio troppo rappresentativo per essere lasciato all'ingegnere, alle cure di uno «scienziato poco artista», come diceva Camillo Boito. Soprattutto nelle regioni settentrionali le centrali, con le loro soluzioni eclettiche, i loro involucri estranei alla funzione industriale, ma nello stesso tempo impreziositi da decorazioni e riferimenti stilistici, testimoniano il desiderio di affermazione simbolica del committente e la volontà di riscatto professionale dei progettisti architetti. Nel 1926, Gaetano Minnucci pubblica il saggio *“L'architettura e l'estetica degli edifici industriali”*, ponendo per la prima volta in Italia il tema del valore culturale degli impianti produttivi e delle opere infrastrutturali.⁵⁶

Minnucci, uno dei maggiori esponenti del funzionalismo italiano, documenta l'affermazione di un nuovo linguaggio architettonico e denuncia *“l'errore della dualità”* proponendo un'estetica degli edifici industriali, basata sui principi funzionali e sulla *“sapienza costruttiva”*: il periodo delle *“centrali merlate”* gli sembra concluso e finalmente tra l'ingegnere e l'architetto può svilupparsi un lavoro progettuale più integrato.

Una maggiore correlazione tra gli ambiti è rintracciabile quando, come nella centrale di Muro Lucano, le due figure progettuali dell'architetto (progettista dell'involucro) e dell'ingegnere (progettista degli aspetti tecnici) coincidono.

Angelo Omodeo, progettista sia degli edifici che delle opere idrauliche, dona all'intera opera una qualità ed una omogeneità eccezionali.⁵⁷

La piccola centrale, con la sua semplice articolazione funzionale e le grandi aperture, che danno luce alla sala macchine, mette ben in evidenza il positivismo architettonico di questo progettista.

⁵⁶ G. Minnucci, *L'architettura e l'estetica degli edifici industriali*, in *“Architettura e Arti Decorative”* fascicolo X, 1926.

⁵⁷ Notizie su Angelo Omodeo in G. Barone, *Nitti e il dibattito sull'energia*, in L. De Rosa, *Storia dell'industria elettrica in Italia*, Roma-Bari, 1993, p.p. 2228-2233.

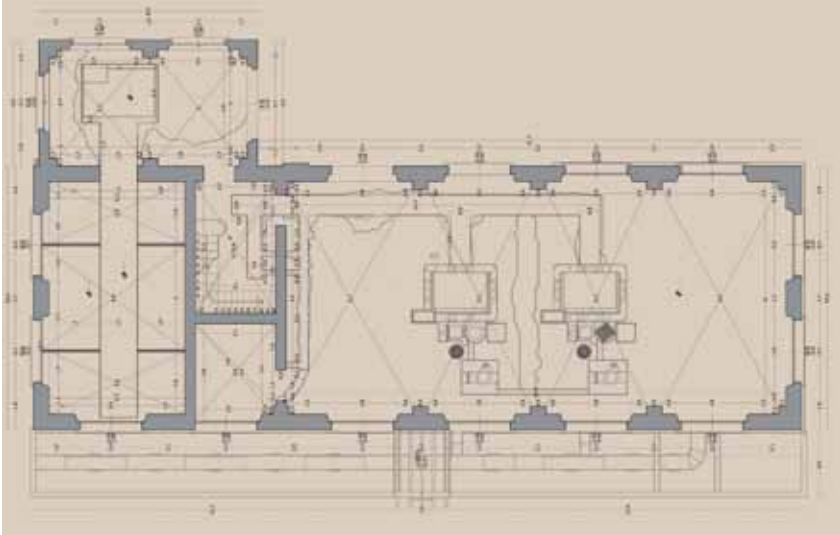


Fig. 16. Pianta centrale. (*Elaborazione A. Nardiello*)

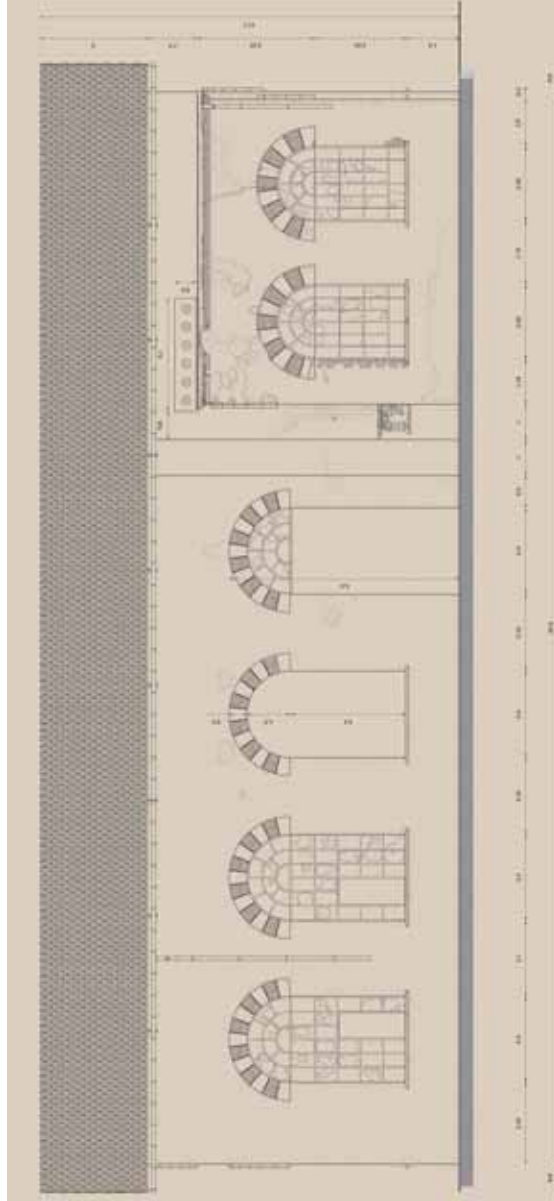


Fig. 17. Prospetto ovest centrale. (*Elaborazione A. Nardiello*)

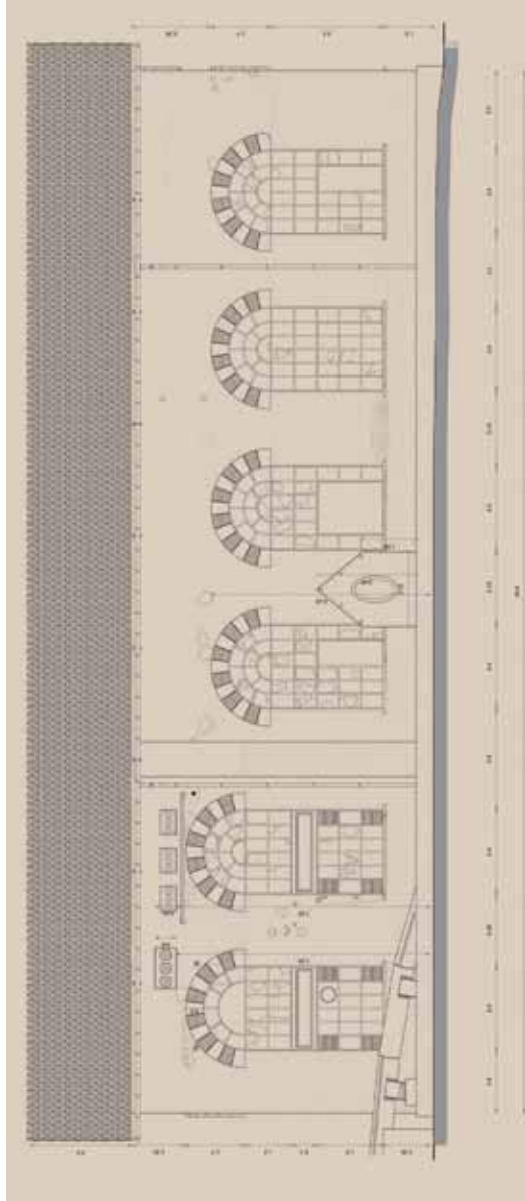


Fig. 18. Prospetto est centrale. (*Elaborazione A. Nardiello*)

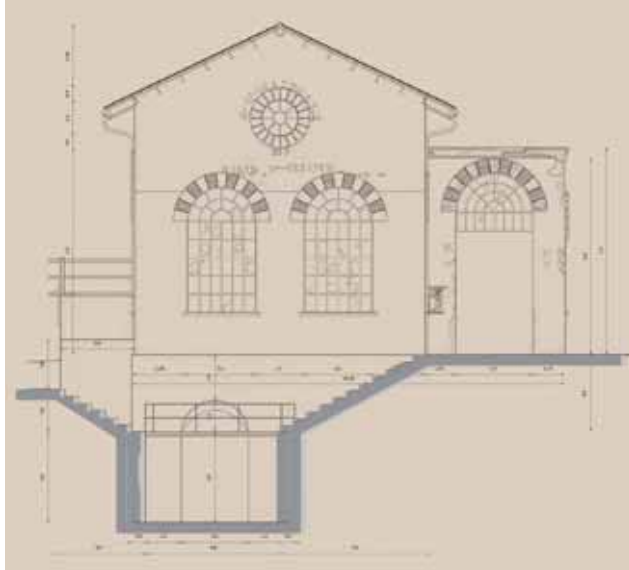


Fig. 19. Prospetto sud centrale. (*Elaborazione A. Nardiello*)

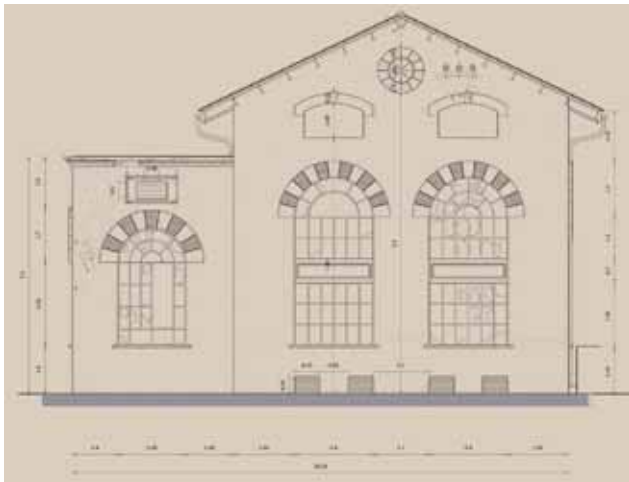


Fig. 20. Prospetto nord centrale. (*Elaborazione A. Nardiello*)